

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : RÉUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES

THEME :

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA
STATION D'ÉPURATION DE LA VILLE DE BIRINE
(W. DJELFA)**

Présenté par :

MRABENT Hocine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Président
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examinateur
KHALED HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
SADOUNE Samra	M.C.A	Promotrice

Septembre 2024

DEDICACE

Je dédie ce travail avec ma profonde gratitude et mon affection sincère.

À mes très chers parents,

- *Pour votre amour inconditionnel et vos sacrifices,*
- *Vous qui m'avez toujours poussé à donner le meilleur de moi-même,*
- *Pour votre soutien indéfectible et vos précieux conseils,*
- *Vous avez été mes piliers dans les moments difficiles,*

À mes deux grands frères, Amine et Majid,

- *Mes compagnons de toujours et modèles,*
- *Pour votre présence et votre encouragement constants,*

À toute ma famille,

- *Qui m'a entouré de son affection et de sa bienveillance,*
- *Pour avoir cru en moi et m'avoir encouragé tout au long de ce parcours,*

À tous mes amis,

- *Pour les moments de joie partagés et votre soutien moral,*
- *Vous avez rendu ce chemin plus agréable,*

À mes enseignants et mentors,

- *Qui m'ont transmis leur savoir et leur passion,*
- *Qui m'ont inspiré et guidé tout au long de mes études,*

À tous ceux qui ont cru en moi,

- *Votre confiance a été ma plus grande motivation,*
- *Ce travail est aussi le fruit de votre soutien.*

REMERCIEMENT

Je remercie tout d'abord Dieu tout-puissant pour m'avoir donné la force et la persévérance nécessaires tout au long de ce chemin.

Ces quelques lignes ne suffisent pas à exprimer ma plus profonde reconnaissance à SADOUNE Samra, dont le soutien a été inestimable. Sa présence constante, ses conseils avisés et sa bienveillance ont été essentiels à l'aboutissement de ce travail. Son mentorat a dépassé le cadre académique, devenant une source d'inspiration et de motivation. Ce mémoire lui doit beaucoup, et je lui en suis infiniment reconnaissant.

Je tiens également à remercier chaleureusement Mohammed Abdelli, ingénieur chez CHIALI Services SPA, qui a été comme un frère pour moi. Son soutien indéfectible et sa générosité, tant sur le plan humain que professionnel.

Mes remerciements s'adressent aussi à :

- L'équipe de CHIALI Services SPA pour leur accueil chaleureux durant mon stage.
- OMAR Mokhtar, responsable chez ONA Birine, pour son aide précieuse dans la collecte des données.
- Les membres du jury, pour le temps consacré à l'évaluation de mon travail.
- L'ensemble du corps enseignant de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, pour la qualité de leur enseignement.
- Mes amis, pour leur soutien moral et leur aide ponctuelle.
- Tous les enseignants qui ont jalonné mon parcours scolaire et ont contribué à ma formation.

Enfin, je voudrais exprimer ma gratitude envers ma famille, dont le soutien inconditionnel a été un pilier tout au long de mes études.

الملخص

هدف دراستنا هو تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي لمدينة برين الواقعة في ولاية الجلفة. تهدف هذه المبادرة إلى حماية البيئة الطبيعية والصحة العامة، وكذلك إعادة استخدام المياه المعالجة لأغراض الزراعة. تعالج محطة الصرف الصحي المياه العادمة باستخدام الحمأة المنشطة منخفضة الحمولة، مع قدرة معالجة متوقعة لـ 84948 نسمة بحلول عام 2039، مع توسعة متوقعة بحلول عام 2054 لزيادة القدرة إلى 120357 نسمة. تُنقل مياه الصرف الصحي من مدينة برين بالجاذبية إلى المحطة عبر شبكة موحدة.

الكلمات المفتاحية: المياه المستعملة، محطة تطهير ومعالجة المياه المستعملة، الطين المفعلة، حمولة منخفضة، إعادة الاستعمال.

Résumé

L'objectif de notre étude est la conception d'une station d'épuration pour la ville de Birine, située dans la wilaya de Djelfa. Cette initiative vise à protéger l'environnement naturel et la santé publique, ainsi qu'à réutiliser les eaux usées traitées pour l'agriculture. La station d'épuration traite les eaux usées par le biais de boues activées à faible charge, avec une capacité de traitement prévue pour 84 948 équivalents habitants à l'horizon 2039, et une extension à l'horizon 2054 permettant d'augmenter cette capacité à 120 357 équivalents habitants. Les eaux usées de la ville de Birine sont acheminées par gravité vers la station via un réseau unitaire.

Mots-clés : Eaux usées, station d'épuration, boues activées, faible charge, réutilisation.

Abstract

The objective of our study is the design of a wastewater treatment plant for the city of Birine, located in the wilaya of Djelfa. This initiative aims to protect the natural environment and public health, as well as to reuse the treated wastewater for agricultural purposes. The treatment plant processes wastewater through low load activated sludge, with a treatment capacity planned for 84,948 equivalent inhabitants by 2039, and an expansion by 2054 to increase this capacity to 120,357 equivalent inhabitants. The wastewater from the city of Birine is conveyed by gravity to the plant via a combined sewer system.

Keywords: Wastewater, wastewater treatment plant, activated sludge, low load, reuse.

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES	i
TABLE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX	viii
LISTE DES ABRÉVIATIONS	x
LISTE DES SYMBOLES	xi
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES	2
Introduction	2
I.1 Origine des Eaux Usées	2
I.1.1 Eaux Usées Domestiques	2
I.1.2 Eaux Usées Industrielles	2
I.1.3 Eaux Pluviales	2
I.2 Evaluation de la Pollution	2
I.3 Paramètres de Pollution	4
I.3.1 Les Paramètres Physiques	4
I.3.1.1 La Couleur	4
I.3.1.2 La Turbidité	4
I.3.1.3 L’Odeur	4
I.3.1.4 La Température	4
I.3.1.5 Conductivité Electrique (EC)	5
I.3.1.6 Oxygène Dissous (OD) et % de Saturation en Oxygène	5
I.3.1.7 Matières en Suspension (MES)	5
I.3.1.8 Matières Volatiles Sèches (MVS)	5
I.3.2 Les Paramètres Chimiques	6
I.3.2.1 Potentiel d’Hydrogène	6
I.3.2.2 La Demande Chimique en Oxygène (DCO)	6
I.3.2.3 La Demande Biochimique en Oxygène (DBO)	6
I.3.2.4 Relation entre DCO et DBO ₅	6
I.3.2.5 La Demande Totale en Oxygène DTO	7
I.3.2.6 L’Azote	7
I.3.2.7 Le Phosphore	7
I.3.2.8 Métaux Lourd	7
I.3.3 Equilibre Nutritionnel	7
I.3.4 Les Paramètres Microbiologiques	8
I.3.4.1 Les Bactéries	8
I.3.4.2 Les Virus	8

I.3.4.3	Les Protozoaires	8
I.3.4.4	Les Oeufs d'Helminthes	8
I.3.5	Effets des Pollution sur le Millieu Récepteur	9
I.4	Normes de Qualité des Eaux Usées et des Rejets	9
Conclusion	9
 CHAPITRE II : PROCÉDÉS DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES		10
Introduction	10
II.1	Les Différentes Étapes d'Épuration des Eaux Usées	10
II.1.1	Prétraitement	10
II.1.1.1	Le Relevage	11
II.1.1.2	Le Dégrillage	11
II.1.1.3	Le Désablage-Déshuilage	11
II.1.2	Traitement Primaire	11
II.1.2.1	Neutralisation	11
II.1.2.2	Décantation	11
II.1.3	Les Traitements Secondaires	12
II.1.3.1	Lagunage	12
II.1.3.2	Épuration Biologique à Biomasse Fixée (Cultures Fixées)	13
II.1.3.3	Cultures Libres (Boues Activées)	14
II.1.3.4	Caractéristiques de Fonctionnement	15
II.1.4	Décantation Secondaire	16
II.1.5	Traitements Complémentaires	17
II.1.5.1	Élimination et Traitement des Odeurs	17
II.1.5.2	Élimination du Phosphore	17
II.1.5.3	Élimination de l'Azote	17
II.1.5.4	Filtration	18
II.1.5.5	Désinfection	18
II.1.6	Traitement des Boues	19
II.1.6.1	Épaississement	19
II.1.6.2	Stabilisation	19
II.1.6.3	Conditionnement	20
II.1.6.4	Déshydratation	20
II.1.6.5	Séchage	20
Conclusion	20
 CHAPITRE III : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE		21
Introduction	21
III.1	Situation Géographique	21
III.2	Situation Géologique et Géotechnique	23
III.2.1	Sismicité	23
III.2.2	Description Géologique	23
III.2.3	Caractéristiques Géotechniques du Sol	23
III.3	Situation Hydrogéologique	23
III.4	Situation Hydrographique	24
III.5	Situation Hydraulique	24
III.5.1	Alimentation en Eau Potable	24
III.5.2	Assainissement	25
III.6	Situation Démographique	25

III.7	Les Équipements	25
III.8	Activité Agricole	26
III.9	Situation Climatique	27
III.9.1	Température	27
III.9.2	Pluviométrie	28
III.9.3	Vent.....	28
III.9.4	Humidité Relative	29
Conclusion	29
 CHAPITRE IV : ESTIMATION DES BESOINS ET DES CHARGES POLLUANTES		30
Introduction	30
IV.1	Site d'Implantation de la Station d'Épuration de la Ville de BIRINE	30
IV.1.1	Localisation de la Station d'Épuration	30
IV.1.2	L'Arrivée des Eaux Brutes	31
IV.1.3	Critères de Choix du Site	31
IV.2	Éstimation des Besoins en Eau	31
IV.2.1	Besoins en Eau Domestique.....	31
IV.2.2	Besoins en Eau des Équipements	31
IV.2.3	Besoins en Eau Total	32
IV.2.4	Débit des Eaux Usées	32
IV.2.5	Débit de Pointe	32
IV.2.5.1	Débit de pointe en temps sec	32
IV.2.5.2	Débit de pointe en temps de pluie	32
IV.2.6	Débit diurne	32
IV.2.7	Nombre d'Équivalent Habitant	33
IV.3	Caractéristiques des Eaux Usées de la Zone d'Étude.....	33
IV.3.1	Méthodes d'analyse des principaux paramètres examinés	33
IV.3.2	Les Résultats d'Analyse d'Eau Brute	34
IV.3.3	Interprétation des Résultats d'Analyse	34
IV.3.4	Biodégradabilité	35
IV.4	Évaluation des charges polluantes	35
IV.4.1	Performance Exigées	36
IV.4.1.1	Rendement d'Élimination	36
IV.5	Choix de Filière de Traitement	37
Conclusion	37
 CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION		38
Introduction	38
V.1	Prétraitement	39
V.1.1	Dégrillage	39
V.1.2	Déssablage-Déshuilage.....	41
V.1.2.1	Horizon 2054 (extension)	43
V.2	Traitement Secondaire	46
V.2.1	Zone d'Anoxie.....	46
V.2.2	Bassin d'aération	48
V.2.2.1	Choix du Système d'Aération	51
V.2.2.2	Calcul des Caractéristiques de l'Aérateur	51
V.2.3	Ouvrages Annexes	54
V.2.3.1	Zone de Contact	54

V.2.3.2	Zone de Dégazage.....	54
V.3	Clarificateur	55
V.4	Traitement des boues	56
V.4.1	Épaississement	56
V.4.2	Déshydratation Mécanique.....	57
V.4.3	Lit de séchages	58
V.5	Traitement Tertiaire	59
V.5.1	Filtres à Disque	59
V.5.2	Désinfection par Ultra-violet	61
Conclusion	61
 CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE		62
Introduction	62
VI.1	Ouvrages d'Arrivée	62
VI.1.1	Déversoir d'Orage	62
VI.1.1.1	Dimensionnement du Déversoir d'Orage.....	63
VI.1.2	Fosse à bâtards	65
VI.1.3	Poste de relevage	65
VI.1.3.1	Dimensionnement de la Station de Relevage.....	65
VI.1.3.2	Calcul du Diamètre de la Conduite de Refoulement	66
VI.1.3.3	Caractéristiques des Pompes	66
VI.1.3.4	Caractéristiques des pompes choisies	68
VI.1.3.5	Dimensionnement de la Bâche	68
VI.2	Réservoir Tampon	69
VI.3	Bassin de Stockage	69
VI.4	Profil Hydraulique	69
VI.4.1	Calcul des Longueurs des Conduites reliant les Ouvrages	70
VI.4.2	Calcul des Diamètres des Conduites et les Côtes Piézométriques des Dif- férents Ouvrages	70
Conclusion	71
 CHAPITRE VII : RÉUTILISATION DES EAUX USÉES TRAITÉES		72
Introduction	72
VII.1	Définition et Objectifs	72
VII.2	Domaines de Réutilisation des Eaux Usées.....	72
VII.2.1	La Réutilisation Agricole	72
VII.2.2	La Réutilisation Industrielle.....	73
VII.2.3	La Réutilisation dans les Zones Urbaines	73
VII.2.4	La Production d'Eau Potable	73
VII.2.5	La Recharge des Nappes	74
VII.3	Avantages de la Réutilisation des Eaux Usées	74
VII.4	Limites et Contraintes	75
VII.4.1	Perception et acceptation du public	75
VII.4.2	Tarifification de l'eau recyclée	75
VII.4.3	Problèmes réglementaires et politiques.....	75
VII.4.4	Suivi de la qualité et des considérations sanitaires	75
VII.4.5	Acceptation et validation des solutions techniques	75
VII.4.6	Risque environnemental et sanitaire	76
VII.5	Réutilisation des Eaux Usées en Algérie	76

VII.6 Réutilisation des Eaux Usées Traitées : le Cas de la Station d'Épuration de BIRINE .	77
VII.6.1 Irrigation souterraine ou localisée pour cultures céréalières, industrielles et fourragères	77
VII.6.2 Irrigation gravitaire limitant le mouillage des fruits et légumes	77
VII.6.3 Arrosage par aspersion des cultures fourragères ou des espaces verts	77
Conclusion	77
CHAPITRE VIII :ÉTUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE	78
Introduction	78
VIII.1 Estimation du coût total de réalisation de la station	78
VIII.1.1 Coût d'investissement	78
VIII.1.1.1 Coût de Terrassement	78
VIII.1.1.2 Coût de Béton Armé	78
VIII.1.1.3 Coût total du Génie Civil	79
VIII.1.1.4 Coût des VRD	79
VIII.1.1.5 Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques	80
VIII.1.1.6 Coût total des investissements de la station	80
VIII.1.2 Estimation des coûts de fonctionnement	80
VIII.1.2.1 Le coût de main d'œuvre	80
VIII.1.2.2 Coûts de maintenance des équipements	80
VIII.1.2.3 Le coût des frais financiers	81
VIII.1.2.4 Le coût de fonctionnement total	81
VIII.1.3 Le coût estimatif du projet	81
VIII.2 La Gestion de la Station d'Épuration	81
VIII.2.1 Les Objectifs de la Gestion de la Station d'Épuration	81
VIII.2.2 Le Chef d'Exploitation de la Station d'Épuration	81
VIII.3 Mesures et Contrôles à Effectuer au Niveau de la Station d'Épuration	81
VIII.4 Surveillance du Fonctionnement	82
VIII.4.1 Contrôles Quotidiens	82
VIII.4.2 Contrôles Périodiques	82
VIII.5 Maintenance des Ouvrages	83
VIII.5.1 Dégrillage	83
VIII.5.2 Dessableur-Déshuileur	83
VIII.5.3 Bassin d'Aération	83
VIII.5.4 Clarificateur	83
VIII.5.5 Épaississeur	83
VIII.5.6 Lits de Séchage	83
VIII.6 Hygiène et Sécurité	84
VIII.6.1 Les Risques	84
VIII.6.1.1 Infection	84
VIII.6.1.2 Produits Dangereux	84
VIII.6.1.3 Dangers Mécaniques	84
Conclusion	84
CONCLUSION GÉNÉRALE	85
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	86

LISTE DES ANNEXES	I
ANNEXE I	I
ANNEXE II	II
ANNEXE III	III
ANNEXE IV	IV
ANNEXE V	V

TABLE DES FIGURES

II.1	Schéma simplifié des différentes étapes d'épuration des eaux usées [80]	10
II.2	Cycle biologique d'une lagune [21]	13
II.3	Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien [20]	13
II.4	Schéma général d'un procédé à boues activées [10]	14
II.5	Étapes du processus de dégradation biologique de l'azote	18
III.1	Situation géographique du secteur d'étude	22
III.2	Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales de la région de BIRINE (2013-2022)	27
III.3	Précipitation moyenne mensuelle de la région de BIRINE (2013-2022)	28
III.4	La vitesse du vent moyenne mensuelles de la région de BIRINE (2013-2022)	28
III.5	Humidités relatives moyennes interannuelles de la région de BIRINE (2013-2022)	29
IV.1	Site d'implantation de la station d'épuration(Google Earth, 2023)	30

LISTE DES TABLEAUX

I.1	Classification des composés de l'effluent suivant leur taille [34]	3
I.2	Classification des composés de l'effluent suivant leur nature chimique [72]	4
I.3	Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité [65]	5
I.4	Mode de traitement en fonction de l'indice K [71]	6
I.5	Valeurs maximales admissibles pour les rejets et les eaux usées [38, 57]	9
II.1	Avantages et inconvénients du lagunage [26, 10]	12
II.2	Avantages et inconvénients du lit bactérien [26, 10]	14
II.3	Avantages et inconvénients des différentes charges de traitement	15
II.4	Différentes catégories de procédés à boues activées [15, 30]	16
II.5	Les opérations de traitement des boues et leurs objectifs [14]	19
III.1	Inventaire des infrastructures hydrauliques existantes	24
III.2	Evolution de la population pour différents horizon	25
III.3	Répartition des équipement par catégorie	26
III.4	Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales de la région de BIRINE (2013-2022)	27
III.5	Précipitation moyenne mensuelle de la région de BIRINE (2013-2022)	28
III.6	La vitesse du vent moyenne mensuelles de la région de BIRINE (2013-2022)	28
III.7	Humidités relatives moyennes interannuelles de la région de BIRINE (2013-2022) ..	29
IV.1	Débit d'eau usées rejetées par les équipements	31
IV.2	Résultats du calcul des débits estimés et du nombre d'équivalents habitants pour les horizons 2039 et 2054	33
IV.3	Méthodes d'analyse des principaux paramètres examinés	34
IV.4	Données des eaux usées de la zone d'étude	34
IV.5	Flux de pollution et concentrations en polluants (2039 et 2054)	36
IV.6	Qualité des eaux après traitement biologique	36
IV.7	Résultats des calculs du rendement d'élimination pour les différents polluants	37
V.1	Base de dimensionnement de la station d'épuration	38
V.2	Épaisseur entre les barreaux (e) et diamètre des barreaux (d) [19]	40
V.3	Valeurs de δ selon le type des barreaux [60]	40
V.4	Base de dimensionnement du dégrilleur	40
V.5	Résultats de dimensionnement de dégrilleur	41
V.6	Résultats de calcul du dessableur-déshuileur	45
V.7	Résultats de calcul du bassin d'anoxie	48
V.8	Caractéristique du bassin d'aération	49
V.9	Valeurs de a' et b' en fonction de la charge massique [19]	50
V.10	Besoins en oxygène	51
V.11	Caractéristiques des aérateurs	52
V.12	Bilan des boues	53
V.13	Résultats de calcul de la zone de contact	54

LISTE DES TABLEAUX

V.14	Résultats de calcul de la zone de dégazage	55
V.15	Résultats de calcul du clarificateur	56
V.16	Résultats de calcul de l'épaississeur	57
V.17	Résultats de calcul de la déshydratation mécanique	58
V.18	Résultats de calcul des lits de séchage	59
V.19	Qualité des eaux après traitement tertiaire	59
VI.1	Données de la station de relevage	66
VI.2	Les valeurs de K , m et β	67
VI.3	Côtes de terrain naturel des différents ouvrages de la station d'épuration	69
VI.4	Longueur des conduites entre les ouvrages de la station d'épuration	70
VI.5	Côtes des différents ouvrages de la station d'épuration	71
VI.6	Caractéristiques des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration	71
VIII.1	Le coût de terrassement de chaque ouvrage	79
VIII.2	Le coût du béton armé de chaque ouvrage	80

LISTE DES ABRÉVIATIONS

Abréviation	Signification
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
NH ₄ ⁺	Azote ammoniacal
NTK	Azote KJELDAHL
NO ₃ ⁻	Azote des nitrates
NO ₂ ⁻	Azote des nitrites
NGL	Azote global
EH	Equivalent habitant
REUE	Réutilisation des eaux usées épurées

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Signification	Unité
$Q_{\text{moy,j}}$	Débit moyen journalier	m^3/j
$Q_{\text{équipement}}$	Débit d'équipement	m^3/j
Q_{tot}	Débit total	m^3/j
Q_{EU}	Débit des eaux usées	m^3/j
C_p	Coefficient de pointe	-
Q_{pts}	Débit de pointe à temps sec	m^3/j
Q_d	Débit diurne	m^3/h
N_{EH}	Nombre d'équivalents habitant	EH
C_{rj}	Coefficient de rejet	-
C_m	Charge massique	$\text{kg DBO}_5/\text{kg MVS} \cdot \text{j}$
C_v	Charge volumique	$\text{kg DBO}_5/\text{m}^3$
t_s	Temps de séjour	h
S_g	Section de la grille	m^2
L_g	Largeur de la grille	m
α	Angle de l'inclinaison de la grille avec l'horizon	$^\circ$
σ	Coefficient de colmatage de la grille	-
B	Fraction de surface occupée par les barreaux	-
e	Espacement entre les barreaux	m
d	Diamètre des barreaux	m
h_{max}	Hauteur d'eau maximale dans le canal (dégrilleur)	m
q_{O_2}	Besoin journalier en oxygène	kg/j
$q_{\text{O}_2\text{rép}}$	Besoin horaire en oxygène en temps diurne	kg/h
N_{nit}	Quantité d'azote à nitrifier	kg/j
$N_{\text{dénit}}$	Quantité d'azote à dénitrifier	kg/j
E_n	Puissance de l'aération nécessaire	KW
E_a	Quantité d'oxygène par unité de puissance	kg/KW
E_b	Puissance de brassage	KW
t_f	Temps de fonctionnement de l'aérateur	h/j
N_a	Nombre d'aérateurs	-
V_g	Vitesse de passage à travers la grille	m/s
N_e	Nombre d'espacements	-
β'	Coefficient dépendant de la forme des barreaux	-
N_b	Nombre des barreaux	-
V_h	Vitesse horizontale	m/s
V_s	Vitesse de sédimentation	m/s
V_{air}	Volume d'air à injecter	m^3/h
Q_{air}	Débit d'air à injecter	m^3/h
X_a	Quantité de boues dans le bassin d'aération	kg
X_{min}	Quantité de boues minérales	kg/j
X_{dur}	Quantité des boues difficilement biodégradables	kg/j

LISTE DES SYMBOLES

X_m	Concentration de boues en excès	kg/m ³
I_m	Indice de Mohlman	mg/L
R	Taux de recyclage	%
Q_{boues}	Débit de boues en excès	m ³ /j
A_b	Âge des boues	jours
V_{asc}	Vitesse ascensionnelle	m/s
V_{lit}	Volume du lit de séchage	m ³
Q_{ptp}	Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /s, m ³ /h, m ³ /j
L_0	Longueur de la grille	m
ΔH	Pertes de charge	m
$V_{\text{refus,max}}$	Volume maximal des refus	m ³ /j
$V_{\text{refus,min}}$	Volume minimal des refus	m ³ /j
MMS	Matières minérales en suspension	kg/j
MVS	Matières volatiles en suspension	kg/j
MMS_e	Matières minérales éliminées	kg/j
MMS_s	Matières minérales à la sortie de l'ouvrage	kg/j
MES_s	Matières en suspension à la sortie de l'ouvrage	kg/j
Q_{sable}	Quantité de sable extraite	m ³ /j
Q_{graisse}	Production de graisse	m ³ /j
q_{O_2}	Besoin théorique en oxygène	kgO ₂ /j
q_{O_2p}	Besoin théorique horaire en oxygène en temps diurne	kgO ₂ /h
$q_{O_2,h}$	Quantité horaire d'oxygène	kgO ₂ /h
q_{O_2,m^3}	Quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin	kgO ₂ /m ³
$q_{O_2,réel}$	Besoin réel en oxygène	kgO ₂ /j
ΔX	Quantité des boues en excès	kg/j
$Q_{\text{bexcès}}$	Débit de boues en excès	m ³ /j
q_{sp}	Débit spécifique par m ³ de bassin	kg/m ³ /j
I_m	Indice de Mohlman	mL/g
X_m	Concentration en MES	kg/m ³
Q_{reci}	Débit de recirculation des boues	m ³ /h
H	Hauteur	m
S_e	Surface de l'épaisseur	m ²
H_c	Hauteur du cône	m
V_c	Volume du cône	m ³
$q_{\text{déshy/h}}$	Débit de déshydratation par temps de fonctionnement	m ³ /h
V_{lit}	Volume d'un lit	m ³
V_{an}	Volume des boues étalées par lit et par an	m ³
$V_{B,\text{extraites}}$	Volume des boues à extraire	m ³ /j
V_{BS}	Volume des boues à sécher par an	m ³
S_0	Surface d'un lit de séchage	m ²

LISTE DES PLANCHES

1. **Planche N°1** : Profil hydraulique de la station d'épuration
2. **Planche N°2** : Plan de masse de la station d'épuration
3. **Planche N°3** : Plan d'implantation de la station d'épuration
4. **Planche N°4** : Plan Filtre à disque

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Bien qu'elle semble inépuisable, l'eau est très inégalement répartie dans le monde. Face au développement industriel et à la demande croissante, tous les pays devront, tôt ou tard, faire face à la pénurie d'eau. La mobilisation des eaux superficielles a toujours été une préoccupation pour l'homme. L'eau, élément essentiel de la vie quotidienne, est si familière que son rôle, son importance et sa nécessité absolue sont souvent oubliés. Sans eau, la terre ne serait qu'un astre mort, sans vie humaine, biologique ou animale. Devant les besoins croissants en eau douce et l'impossibilité de se contenter des ressources naturelles, l'humanité est amenée à étudier et à développer divers procédés pour obtenir de l'eau à partir des eaux de mer, des eaux saumâtres et des eaux usées, dans des conditions techniquement et économiquement admissibles [40].

L'eau, l'une des ressources les plus précieuses du monde, est constamment menacée par le changement climatique, la sécheresse qui en résulte, l'explosion de la croissance démographique et les déchets [12].

L'Algérie, pays aux potentialités hydriques limitées, est confrontée à un défi majeur : la gestion de l'eau. Avec une disponibilité moyenne de 500³/habitant/an, le pays est loin d'atteindre le seuil théorique de rareté fixé par la Banque mondiale à 1 000 m³/habitant/an [42]. Face à cette situation, la récupération et la réutilisation de l'eau industrielle et municipale apparaissent comme des solutions prometteuses [12]. La rareté de l'eau douce, en particulier dans les régions arides et semi-arides, a conduit à la recherche de ressources en eau alternatives non conventionnelles pour répondre aux besoins en eau en constante augmentation [17].

La réutilisation de l'eau permet aux communautés de devenir moins dépendantes des sources d'eau souterraine et de surface, de diminuer la diversion de l'eau des écosystèmes sensibles et de réduire les charges de nutriments provenant des rejets d'eaux usées dans les cours d'eau [12]. Elle représente l'alternative attendue pour la préservation de la ressource de bonne qualité et la promotion du secteur agricole. Cette technique n'engendre aucun investissement supplémentaire car l'eau est déjà produite [41]. C'est dans ce contexte que l'État algérien a décidé de concevoir une station d'épuration pour la ville de Birine.

L'objectif de notre étude est de concevoir une station d'épuration à boues activées destinée à traiter les eaux usées de la ville de Birine, afin de protéger le milieu naturel et la santé publique, et de réutiliser l'eau traitée pour l'irrigation.

Pour structurer notre étude, nous avons défini les chapitres suivants :

- **Chapitre I** : Généralités sur les eaux usées ;
- **Chapitre II** : Procédés de traitement des eaux usées ;
- **Chapitre III** : Présentation de la zone d'étude ;
- **Chapitre IV** : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes ;
- **Chapitre V** : Dimensionnement de la station d'épuration ;
- **Chapitre VI** : Calcul hydraulique ;
- **Chapitre VII** : Réutilisation des eaux usées traitées ;
- **Chapitre VIII** : Étude Technico-économique.

Et enfin, une conclusion générale pour résumer notre travail.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES EAUX USÉES

Chapitre I : Généralités sur les Eaux Usées

Introduction

En général, les eaux usées, de par leur nature, sont chargées en éléments indésirables. Selon leur quantité et leur composition, elles présentent un danger pour le milieu récepteur. Par conséquent, avant de concevoir une station d'épuration, il est important de connaître l'origine et la nature des eaux usées, ainsi que les paramètres de la pollution qui caractérisent la qualité de l'eau.

I.1 Origine des Eaux Usées

La composition des eaux usées dépend de leur origine ou, dit autrement, de leur nature. On distingue trois grandes catégories d'eaux usées :

I.1.1 Eaux Usées Domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont issues de l'utilisation de l'eau (potable dans la majorité des cas) par les particuliers pour satisfaire tous les usages ménagers. Lorsque les habitations sont en zone d'assainissement collectif, les eaux domestiques se retrouvent dans les égouts. On distingue généralement deux « types » d'eaux usées domestiques qui arrivent toutes deux dans le réseau d'assainissement :

- Les eaux vannes, qui correspondent aux eaux de toilettes ;
- Les eaux grises qui correspondent à tous les autres usages : lave-linge, lave-vaisselle, douche/bain, etc [7].

I.1.2 Eaux Usées Industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures.

I.1.3 Eaux Pluviales

Les eaux de pluie peuvent constituer une source de pollution significative. Elles peuvent s'imprégner d'impuretés au contact de l'air, telles que les fumées industrielles. En ruisselant, elles ramassent également les résidus déposés sur les toits, les chaussées et les sols, notamment les poussières, les huiles de vidange, le carburant, les métaux lourds et les pesticides.

I.2 Evaluation de la Pollution

La plupart des effluents pollués sont des mélanges complexes dont la composition varie en fonction de leur origine, qu'elle soit industrielle, agricole ou urbaine. L'évaluation de la pollution repose donc sur des classifications basées sur les propriétés globales de l'effluent.

La pollution est définie comme l'introduction de substances dans un environnement naturel, entraînant sa dégradation. Les effets néfastes peuvent se manifester à différents niveaux, qu'ils soient sanitaires, écologiques ou économiques. Par exemple, les polluants sous forme particulaire peuvent augmenter la turbidité de l'eau et provoquer son envasement. Une classification courante

de ces composés les répertorie en fonction de leur taille :

Tableau I.1 : Classification des composés de l'effluent suivant leur taille [34]

Classification	Diamètre des particules (µm)	Caractéristique	Exemple de composé
Soluble	< 0.08		Carbohydrates simples, acides aminés, acides gras volatils, protéines, polysaccharides (amidon, cellulose),
Colloïdale	0.08 – 1	Limite entre phase solide et soluble	Graisses, bactéries libres, débris cellulaires,
Supra-colloïdale	1 – 100	Matières fines en suspension, visibles à l'oeil nu	Fibres cellulosiques, agrégats lipidiques, flocs bactériens, macro-protéines,
Particulaire	> 100	Composés grossiers	Fibres cellulosiques, agrégats lipidiques, flocs bactériens, macro-protéines,

Une classification essentielle des polluants se base sur leur capacité à être dégradés. On distingue principalement :

- **Matières biodégradables** : Elles sont dégradées par les micro-organismes, et peuvent être structurées en deux groupes :
 - Matières rapidement biodégradables : Composées de substances solubles, elles sont directement assimilées par les bactéries.
 - Matières lentement biodégradables : Composées de substrats particuliers formés par un mélange de substances organiques solides, colloïdales et solubles. Ces matières subissent des processus intermédiaires avant d'être assimilées par les bactéries.
- **Matières non biodégradables** : Ces substances inertes ne subissent aucune transformation biologique. Elles peuvent être aussi variées que des métaux lourds ou des composés issus de la mortalité des micro-organismes.

Les polluants nécessitant un traitement biologique sont principalement les matières carbonées ou organiques biodégradables et les matières azotées. Ces dernières sont surtout présentes dans les eaux usées urbaines ou industrielles de type agro-alimentaire. Leurs impacts sur l'environnement sont :

- Les matières carbonées ou organiques deviennent polluantes lorsque leur quantité dépasse la capacité d'autoépuration naturelle du milieu récepteur. Leur dégradation provoque une consommation d'oxygène nuisible aux organismes aquatiques.
- Les matières azotées, étant des éléments nutritifs, entraînent la prolifération d'algues et de végétaux aquatiques, générant un phénomène d'eutrophisation. La présence de phosphates accélère ce phénomène [72].

La structure chimique des polluants permet de distinguer les matières organiques des matières inorganiques selon le tableau suivant :

Tableau I.2 : Classification des composés de l'effluent suivant leur nature chimique [72]

Classification	Caractéristique	Exemple de composé
Matière organique	Possède au moins un atome de carbone lié à un atome d'hydrogène	Hydrates de carbone, protéines, matières grasses, huiles, pesticides, phénols, azote organique...
Matière inorganique ou minérale	Ne contient pas de carbone	Métaux lourds, azote ammoniacal, nitrates et nitrites, phosphates, sulfates, chlorures,...

I.3 Paramètres de Pollution

La pollution se manifeste généralement sous forme de trois paramètres : physique, chimique et biologique.

I.3.1 Les Paramètres Physiques

I.3.1.1 La Couleur

La coloration des eaux usées urbaines détermine qualitativement leur âge. Elle varie généralement du beige clair, passant par la couleur grisâtre, au noir. Si l'eau est récente, elle présente habituellement une coloration beige claire ; elle s'obscurcit avec le temps et devient une coloration beige grise ou noire, en raison de l'implantation de conditions d'anaérobiose, par décomposition bactérienne de la matière organique.

I.3.1.2 La Turbidité

C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes (MES). Elle donne une première indication sur la teneur en matières colloïdales d'origine minérale ou organique [55].

I.3.1.3 L'Odeur

Elle est principalement due à la présence de certaines substances produites par la décomposition anaérobie de la matière organique : Sulfure d'Hydrogène H_2S , Indole, Scatole, Mercaptans et autres substances volatiles. Si les eaux résiduaires sont récentes, elles ne présentent pas d'odeurs désagréables ni intenses. Avec le temps, l'odeur augmente en raison du dégagement de gaz tels que le H_2S .

I.3.1.4 La Température

La température de l'eau joue un rôle crucial, notamment en ce qui concerne la solubilité des sels et des gaz, y compris l'oxygène, qui est essentiel à l'équilibre de la vie aquatique. De plus, la température augmente les vitesses des réactions chimiques et biochimiques d'un facteur de 2 à 3 pour une augmentation de température de 10 degrés Celsius ($^{\circ}C$). Par conséquent, l'activité métabolique des organismes aquatiques est également accélérée lorsque la température de l'eau augmente. Ce paramètre est influencé par la température ambiante mais aussi par d'éventuels rejets d'eaux résiduaires chaudes. Des changements brusques de température de plus de $3^{\circ}C$ sont souvent néfastes [18].

I.3.1.5 Conductivité Electrique (EC)

L'estimation de la quantité totale de matières dissoutes peut être obtenue en multipliant la valeur de la conductivité par un facteur empirique, qui dépend de la nature des sels dissous et de la température de l'eau. Il est important de connaître le contenu en sels dissous, car chaque organisme aquatique a ses propres exigences en ce qui concerne ce paramètre. En général, les espèces aquatiques ne tolèrent pas de variations importantes en sels dissous, qui peuvent survenir, par exemple, lors de déversements d'eaux usées[18].

Tableau I.3 : Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité [65]

Conductivité	Appréciation
Conductivité < 100 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation très faible
100 $\mu\text{s/cm}$ < Conductivité < 200 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation faible
200 $\mu\text{s/cm}$ < Conductivité < 333 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation moyenne accentuée
333 $\mu\text{s/cm}$ < Conductivité < 666 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation moyenne
666 $\mu\text{s/cm}$ < Conductivité < 1000 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation importante
Conductivité > 1000 $\mu\text{s/cm}$	Minéralisation excessive

I.3.1.6 Oxygène Dissous (OD) et % de Saturation en Oxygène

Composant essentiel à la respiration des microorganismes aérobies présents dans l'eau, l'oxygène joue un rôle crucial dans le contrôle de la qualité de l'eau. La quantité d'oxygène présente fournit une série de données fondamentales pour évaluer l'état de l'eau résiduaire, laquelle dépend de nombreux facteurs, principalement la température ainsi que les activités chimiques et biologiques.

I.3.1.7 Matières en Suspension (MES)

Les matières en suspension comprennent toutes les matières minérales ou organiques qui ne se solubilisent pas dans l'eau. Elles incluent les argiles, les sables, les limons, les matières organiques et minérales de faible dimension, le plancton et autres micro-organismes de l'eau.

La quantité de matières en suspension varie notamment selon les saisons et le régime d'écoulement des eaux. Ces matières affectent la transparence de l'eau et diminuent la pénétration de la lumière et, par suite, la photosynthèse. Elles peuvent également gêner la respiration des poissons. Par ailleurs, les matières en suspension peuvent accumuler des quantités élevées de matières toxiques (métaux, pesticides, huiles minérales, hydrocarbures aromatiques polycycliques...). Les matières en suspensions sont exprimées en mg/l [18].

I.3.1.8 Matières Volatiles Sèches (MVS)

Les MVS représentent la partie organique des MES, la partie restante représentant les matières minérales. Cette partie organique comprend les particules de biomasse, vivante ou morte, ainsi que certaines particules organiques n'intervenant pas dans le processus de dépollution biologique [6].

I.3.2 Les Paramètres Chimiques

I.3.2.1 Potentiel d'Hydrogène

Le pH est une mesure de l'acidité de l'eau, c'est-à-dire de la concentration en ions d'hydrogène (H^+). L'échelle des pH varie en pratique de 0 (très acide) à 14 (très alcalin), avec une valeur médiane de 7 correspondant à une solution neutre à 25°C. Le pH d'une eau naturelle peut fluctuer de 4 à 10, en fonction de la nature acide ou basique des terrains traversés. Des pH faibles (eaux acides) augmentent notamment le risque de présence de métaux sous une forme ionique plus toxique. À l'inverse, des pH élevés augmentent les concentrations d'ammoniac, qui est toxique pour les poissons [18].

I.3.2.2 La Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO) représente la quantité totale de matières oxydables présentes dans l'eau. Ce paramètre indique la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder ces matières par voie chimique présentes dans l'eau quelle que soit leur origine, organique ou minérale, biodégradable ou non [48].

I.3.2.3 La Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

Elle exprime la quantité de matières organiques biodégradables présentes dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. C'est la DBO_5 , demande biochimique en oxygène sur cinq jours [48].

La DCO se définit comme le volume d'oxygène à la masse de dichromate de potassium ($K_2Cr_2O_7$), un réactif possédant un fort pouvoir d'oxydation, réagissant avec les matières oxydables présentes dans l'eau.

I.3.2.4 Relation entre DCO et DBO_5

La valeur du rapport $\frac{DCO}{DBO_5}$ d'une eau usée mixte nous donne une indication de sa biodégradabilité. Cette valeur est représentée par l'indice K, qui est l'indice de biodégradabilité des eaux usées. Ce rapport permet aussi de déterminer si les eaux usées rejetées directement dans l'environnement ont des caractéristiques similaires à celles des eaux usées domestiques ($K < 3$) [66]. Il existe trois catégories distinctes, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4 : Mode de traitement en fonction du l'indice K [71]

Rapport $K = DCO/DBO_5$	Mode de traitement
$1 < K < 2$	Facilement biodégradable, donc un traitement biologique peut être envisagé.
$2 < K < 3$	Effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (ajout de bactéries).
$K > 3$	Non biodégradable, donc un traitement physico-chimique s'impose.

I.3.2.5 La Demande Totale en Oxygène DTO

Défini par les agences de l'eau pour une évaluation globale d'une pollution organique des eaux usées dans un objectif de taxe à la pollution, le terme "matières oxydables" (MO) correspond à une moyenne pondérée des 2 paramètres globaux DCO et DBO₅ [65] :

$$MO = \frac{DCO + 2 \cdot DBO_5}{3} \quad (I.1)$$

I.3.2.6 L'Azote

L'azote peut se présenter dans les eaux aussi bien sous forme minérale qu'organique. C'est un élément nutritif nécessaire au développement des microorganismes responsables de la biodégradation des polluants lors de l'épuration biologique, se nourrissant des composés organiques et minéraux dissous dans l'eau usée.

- **Azote total** : L'azote total comprend l'ensemble des formes azotées, qu'elles soient minérales ou organiques.
- **Azote KJELDAHL** : L'azote KJELDAHL correspond à celui présent sous forme de composés azotés organiques et d'ammonium.
- **Azote minéral** : L'azote minéral est constitué d'ammoniac, de nitrites et de nitrates.
- **Azote organique** : L'azote organique est principalement composé de protéines, de polypeptides, d'urée et d'acides aminés.
- **Azote ammoniacal** : L'azote ammoniacal représente l'azote sous forme de NH₄⁺.

Les relations suivantes existent entre les différentes fractions azotées :

- $N_{\text{total}} = N_{\text{organique}} + N_{\text{minéral}}$
- $N_{\text{KJELDAHL}} = N_{\text{organique}} + N_{\text{NH}_4^+}$
- $N_{\text{minéral}} = N_{\text{NH}_4^+} + N_{\text{NO}_2^-} + N_{\text{NO}_3^-}$

I.3.2.7 Le Phosphore

Le phosphore est un autre élément nutritif nécessaire au développement des micro-organismes qui effectuent la biodégradation des polluants dans le processus d'épuration biologique. Ces micro-organismes se nourrissent des composés organiques et minéraux dissous dans l'eau usée, stimulant ainsi leur activité biologique. C'est un élément important dans les phénomènes d'eutrophisation des lacs, étangs et rivières. Or, une grande source de phosphore provient de l'eau urbaine [76].

I.3.2.8 Métaux Lourds

Les eaux usées urbaines contiennent de nombreux métaux, dont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb sont les plus courants. Ces métaux proviennent de diverses sources, y compris la consommation des produits par la population, la corrosion des réseaux d'eau, les eaux pluviales et les activités industrielles [14].

I.3.3 Equilibre Nutritionnel

Pour que les processus aérobies puissent avoir lieu, il est indispensable qu'il y ait dans le milieu nutritif un minimum d'azote (N) et de phosphore (P). Il est admis que vis-à-vis de la DBO₅,

les teneurs minimales sont de 5% pour l'azote et 1% pour le phosphore. Ces conditions sont généralement remplies avec les effluents domestiques, mais pas toujours avec les rejets industriels.

La croissance de la biomasse nécessite, en plus du carbone (le substrat) et de l'oxygène (si aérobie), de l'azote et du phosphore. Il est donc nécessaire d'assurer un apport minimum d'azote et de phosphore dans le milieu.

Pour un développement correct des micro-organismes épurateurs, les rapports suivants sont généralement admis :

- DCO/N/P = 150/5/1
- DBO/N/P = 100/5/1

I.3.4 Les Paramètres Microbiologiques

I.3.4.1 Les Bactéries

Ce sont des micro-organismes qui peuvent dégrader et assimiler une grande partie de la matière organique contenue dans les eaux usées. Ces bactéries rejettent dans le milieu des produits de dégradation qui sont les matières minérales solubles et les gaz dissous. En fonction de l'équilibre du milieu et en particulier des taux d'azote et de phosphore, les bactéries les mieux adaptées se développent rapidement et dominent les autres espèces. On constate une régulation naturelle du taux bactérien en fonction de la matière organique présente dans le milieu et des autres conditions de développement (température, ensoleillement, pH, oxygène dissous...) [48].

I.3.4.2 Les Virus

Les virus sont des agents pathogènes extrêmement petits, visibles seulement au microscope électronique et qui ne peuvent se multiplier qu'à l'intérieur d'une cellule vivante. Un virus est constitué par l'association d'un acide nucléique et d'une protéine qu'il est possible de séparer chimiquement et même de cristalliser. La réunion de ces deux corps régénère le virus avec toutes ses propriétés biologiques. Lorsqu'une cellule vivante a été attaquée par un virus, elle se transforme bientôt dans sa totalité en un amas granuleux de nouveaux virus prêts à infecter de nouvelles cellules [20].

I.3.4.3 Les Protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée kyste, qui peut être véhiculée par les eaux résiduaires. Cette forme peut généralement résister aux procédés de traitement des eaux usées [7].

I.3.4.4 Les Oeufs d'Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires plats ou ronds. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. Ce sont, pour la plupart, des vers intestinaux, souvent rejetés avec les matières fécales sous forme d'œufs très résistants.

I.3.5 Effets des Pollution sur le Millieu Récepteur

- **Diminution de la teneur en oxygène dissous** : Les matières organiques, bien que nécessaires à la vie aquatique, peuvent devenir nuisibles en grande quantité, provoquant une baisse de l'oxygène dissous et des mortalités importantes de poissons [21].
- **Présence de produits toxiques** : Les substances toxiques, issues de diverses industries et activités agricoles, peuvent entraîner des effets immédiats (mort rapide d'organismes) ou différés (accumulation toxique dans les organismes) [21].
- **Prolifération d'algues** : Les algues, bien que bénéfiques pour la production d'oxygène, peuvent proliférer excessivement et provoquer l'eutrophisation des milieux aquatiques [21].
- **Modification physique du milieu récepteur** : Les apports divers peuvent augmenter la turbidité, modifier la salinité ou augmenter la température de l'eau, perturbant ainsi le milieu récepteur [21].
- **Présence de bactéries ou virus dangereux** : Les rejets domestiques, hospitaliers et agro-alimentaires peuvent introduire des germes pathogènes, présentant un danger pour la santé [21].

I.4 Normes de Qualité des Eaux Usées et des Rejets

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

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 (décret exécutif N°07-149 du 20 mai 2007), sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Valeurs maximales admissibles pour les rejets et les eaux usées [38, 57]

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 ₅	mg/l	150-500	30
DCO	mg/l	300-1000	90
NH ₃ ⁺	mg/l	30-100	30
NH ₄ ⁺	mg/l	20-80	2
Phosphore	mg/l	10-25	2
Huile et graisse	mg/l	-	20

Conclusion

En conclusion, une compréhension approfondie de l'origine, de la nature et des paramètres spécifiques de la pollution des eaux usées est essentielle pour la conception efficace d'une station d'épuration. Le rejet direct des eaux usées dans l'environnement peut constituer une menace sérieuse pour notre écosystème. Nous avons exploré en détail ces aspects. Dans le prochain chapitre, nous découvrirons les différentes filières de traitement afin de garantir la dépollution.

CHAPITRE II

PROCÉDÉS DE TRAITEMENT DES EAUX USÉES

Chapitre II : Procédés de Traitement des Eaux Usées

Introduction

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 du 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 disponibilité des terrains ;
- L'évolution des normes de rejets ;
- Nombre d'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.

II.1 Les Différentes Étapes d'Épuration des Eaux Usées

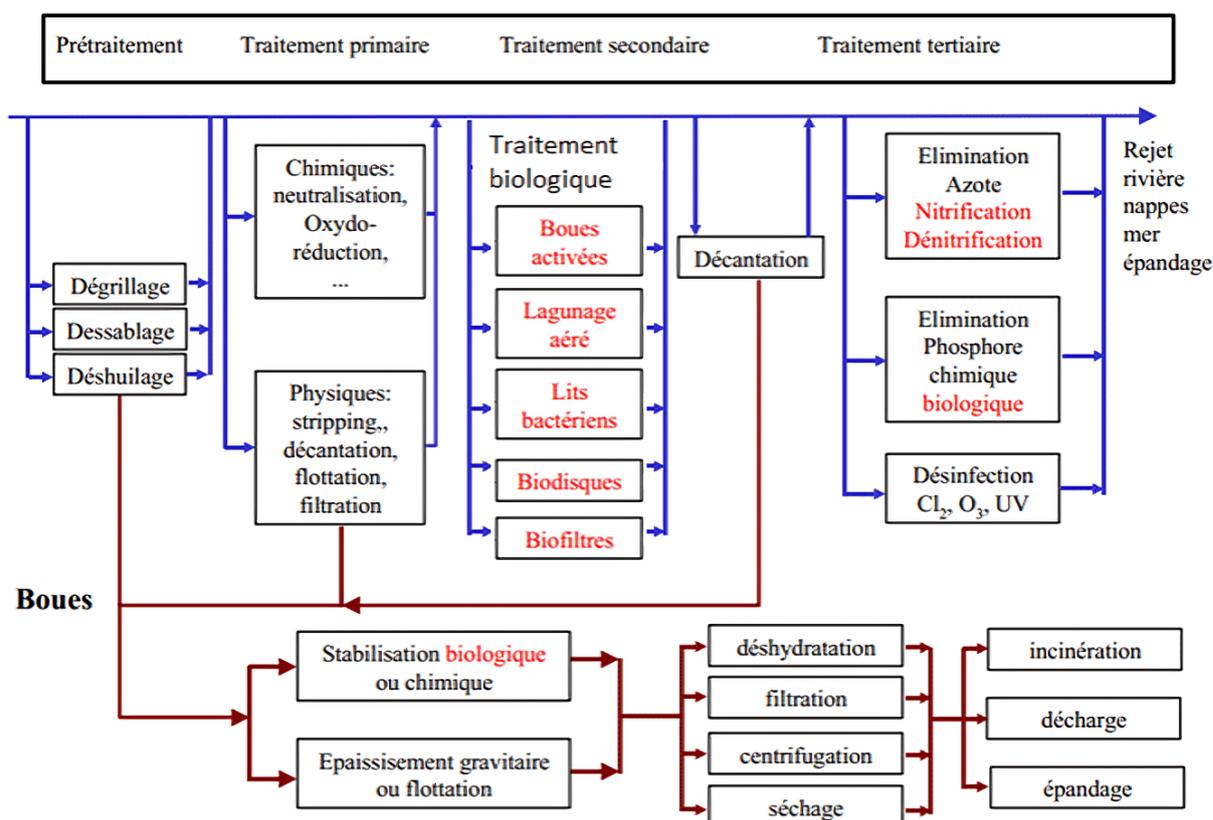


Figure II.1 : Schéma simplifié des différentes étapes d'épuration des eaux usées [80]

II.1.1 Prétraitement

Ils comprennent classiquement les dégrilleurs, les dessableurs et les déshuileurs. L'étape de prétraitement vise à éliminer les fractions les plus grossières contenues dans les effluents résiduaires. Avant de passer aux filières de traitement biologique, les eaux usées vont être prétraitées en suivant ces différentes étapes qui sont :

II.1.1.1 Le Relevage

Il est nécessaire d'avoir un système de relevage avant tout prétraitement pour assurer un passage gravitaire de l'eau dans les différents ouvrages de traitement, le niveau d'entrée des eaux à épurer étant plus bas que le niveau de sortie du clarificateur des eaux épurées avant rejet dans le milieu naturel. On utilise alors un système de relevage assuré par des pompes à roues multicanales fermées ou par vis d'Archimède[48].

II.1.1.2 Le Dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement[59].

II.1.1.3 Le Dessablage-Déshuilage

Le dessablage est de plus en plus associé dans le même ouvrage au déshuilage. Son objectif est d'extraire des eaux brutes les sables, les graisses et les particules minérales plus ou moins fines en suspension, afin d'éviter l'abrasion des pompes et des conduites en aval. Le sable se dépose dans le fond de l'ouvrage, est raclé ou aspiré par des pompes montées sur un pont roulant. Le volume extrait par habitant et par an est de l'ordre de 5 à 12 dm^3 . Les huiles et les graisses flottent généralement car leurs densités sont inférieures à celle de l'eau. On utilise souvent une aération sous forme de bulles d'air pour augmenter la vitesse de montée des particules grasses, dont la récupération s'effectue dans une zone de tranquillisation[48].

II.1.2 Traitement Primaire

Le traitement primaire implique une séparation physique entre le liquide et le solide, visant à retenir autant de matières en suspension que possible présentes dans les eaux usées.

II.1.2.1 Neutralisation

La neutralisation a pour but de maintenir le pH du milieu à une valeur convenable, compatible avec le traitement ultérieur. Il s'agit la plupart du temps de maintenir un pH proche de la neutralité (6,5 à 7,5)[67].

II.1.2.2 Décantation

La décantation permet d'alléger les traitements biologiques ou chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation).

La décantation associée à l'utilisation d'un coagulant-floculant (voie physico-chimique) repose sur le principe de favoriser l'agrégation des molécules en suspension en utilisant les techniques de coagulation et de floculation. L'objectif est d'augmenter la sédimentation en produisant des floes plus gros, ce qui facilite leur séparation de l'eau par décantation[6], permettant ainsi d'éliminer jusqu'à 90% des matières en suspension et 75% de la DBO_5 [15].

II.1.3 Les Traitements Secondaires

Le traitement secondaire est une épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension : micro-organismes et leurs déchets, plus facilement récupérables.

Il existe de très nombreux procédés permettant de dégrader la matière organique par voie biologique. On distingue ainsi :

- Les procédés à cultures libres (boues activées)
- Les procédés d'épuration biologique à biomasse fixée (Cultures fixées) ou lit bactérien
- Les procédés extensifs (lagunage).

II.1.3.1 Lagunage

Le lagunage est un procédé d'épuration des eaux usées qui sépare les éléments solides de la phase liquide par sédimentation et effectue une épuration biologique grâce à l'action des bactéries. Les bassins de lagunage, généralement au nombre de trois, traitent l'eau avant de la restituer au milieu récepteur. Ce système d'épuration implique une série de processus physiques, chimiques et biologiques complexes[48].

Il existe deux types principaux de lagunage :

- **Lagunage naturel** : Il s'agit d'un processus lent où un effluent prétraité passe à travers une série de bassins peu profonds. La matière organique est dégradée par des microorganismes aérobies. Les algues produisent de l'oxygène pour les bactéries aérobies qui dégradent la matière organique, tandis que les bactéries anaérobies traitent les sédiments en fond de bassin[43].
- **Lagunage aéré** : Ce procédé est similaire au lagunage naturel[43], mais utilise un système d'aération artificielle pour réduire la surface nécessaire. Il effectue une épuration biologique bactérienne en apportant de l'extérieur l'oxygène nécessaire aux bactéries épuratrices[10].
- **Lagunage macrophytes** : Les lagunes à macrophytes imitent les zones humides naturelles qui comportent une tranche d'eau libre, tout en valorisant les avantages des écosystèmes naturels. Elles sont peu utilisées en Europe, mais sont souvent mises en œuvre pour des traitements tertiaires suite à un lagunage naturel, des lagunes facultatives ou un lagunage aéré aux États-Unis. Cette filière est généralement employée pour améliorer le traitement (sur les paramètres DBO₅ ou MES) ou pour l'affiner (nutriments, métaux, etc.). Cependant, l'utilisation d'une lagune de finition à microphytes permettra d'obtenir de meilleurs rendements et sera plus facile à entretenir[56].

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients du lagunage [26, 10]

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Fiabilité et facilité d'exploitation • Bonne adaptation aux à-coups des flux polluants • Investissement modéré si l'on dispose de surfaces en terrains importantes dont la nature, la structure et la topographie sont adaptées 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessité de surfaces importantes en terrains • Contraintes de sous-sol : terrains imperméables (protection de la nappe) • Risques de prolifération de moustiques et d'odeurs (pour les bassins anaérobies) • La performance épuratoire est faible • Curage périodique indispensable

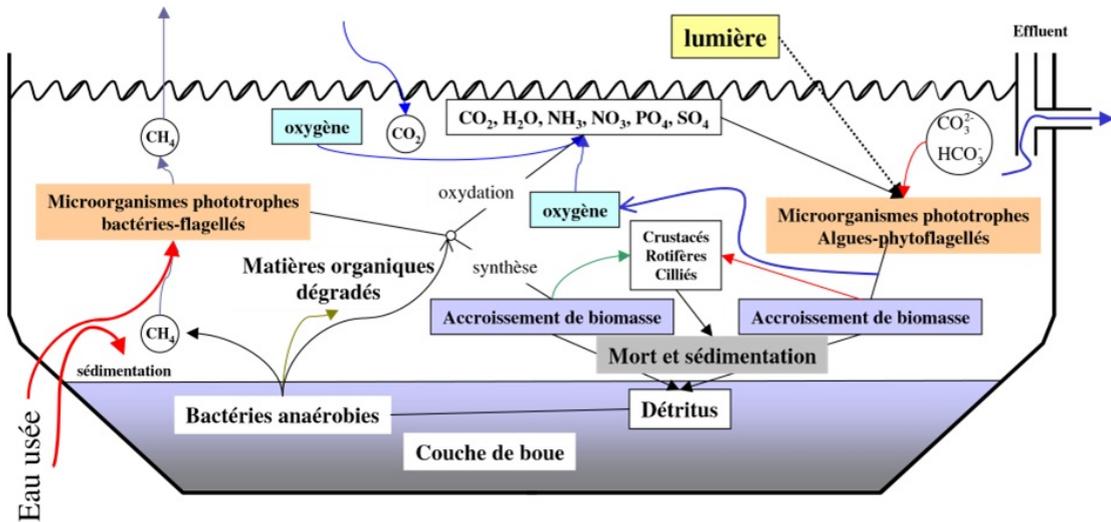


Figure II.2 : Cycle biologique d'une lagune [21]

II.1.3.2 Epuration Biologique à Biomasse Fixée (Cultures Fixes)

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées, sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs. Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux[15].

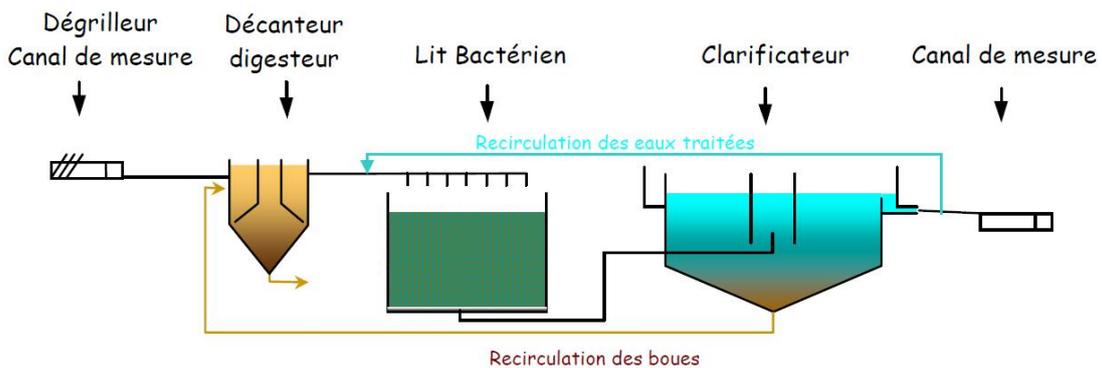


Figure II.3 : Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien [20]

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients du lit bactérien [26, 10]

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Occupation au sol relativement faible • Bonnes performances en termes de réduction de la DBO, de la DCO et des MES • Faible consommation en énergie 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement élevé • Ne supporte pas les variations de débit et de concentration des effluents • Nécessite un entretien fréquent des ouvrages • Pollution olfactive

II.1.3.3 Cultures Libres (Boues Activées)

L'épuration des eaux usées repose sur une biomasse épuratrice, un écosystème simplifié de micro-organismes, comprenant des bactéries et des protozoaires. Ces micro-organismes, en suspension dans l'eau et brassés constamment, consomment la matière organique et utilisent l'oxygène dissous. Pour maintenir une épuration efficace, une partie des boues du décanteur est recyclée dans le bassin d'aération, et l'excédent est traité séparément[48, 76].

Le procédé à boues activées vise à développer un floc bactérien dans un bassin d'aération alimenté en eau usée à traiter. Ce brassage évite la décantation des floccs et fournit l'oxygène nécessaire à la prolifération des micro-organismes. Le bassin d'aération peut être précédé d'un décanteur primaire pour éliminer les matières en suspension, et suivi d'un clarificateur pour séparer l'effluent épuré des boues. Ces boues sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour assurer le réensemencement et la concentration permanente, et en partie extraites pour le traitement des boues en excès[10].

La classification de ces procédés de traitement est basée sur leur charge et leur utilisation principale, qui sont :

1. **Procédé à forte charge** : Le procédé à forte charge est destiné au traitement des effluents des grandes collectivités.
2. **Procédé à moyenne charge** : Le procédé à moyenne charge est également utilisé pour le traitement des effluents des grandes collectivités.
3. **Procédé à faible charge** : Ce procédé est employé pour le traitement des effluents à prédominance domestique des petites et moyennes collectivités.

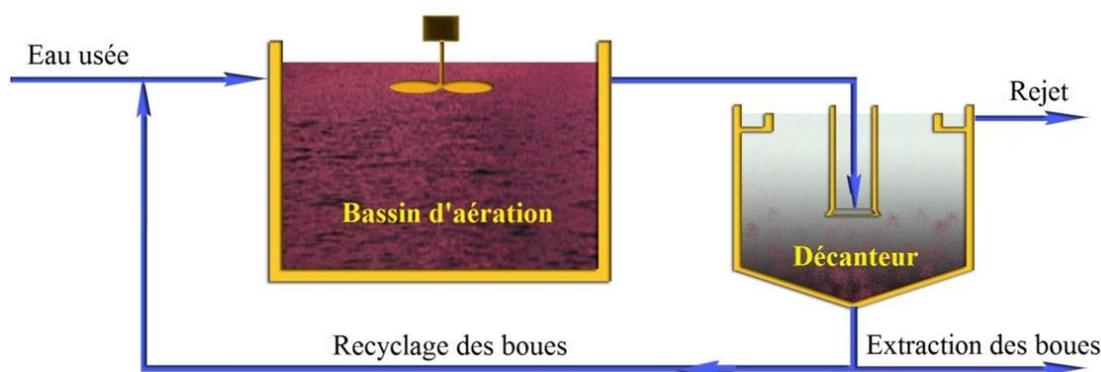


Figure II.4 : Schéma général d'un procédé à boues activées [10]

Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des différentes charges de traitement

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> • Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées. • Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement assez important. • Consommation énergétique importante. • La nitrification est incomplète ou difficile. • Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> • La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible. • Prend un espace moyen dans le terrain. • Convient à toutes les tailles de collectivités. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière. • Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> • Assure une bonne élimination de DBO_5. • Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante. • L'exploitation de telles stations est très simplifiée. • Prend peu d'espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le temps de séjour dans le bassin est plus long. • Investissement coûteux. • Le bassin d'aération est plus largement dimensionné. • Les boues sont plus concentrées

II.1.3.4 Caractéristiques de Fonctionnement

Les caractéristiques usuelles de fonctionnement sont définies ci-dessous. Elles seront utilisées pour dimensionner le pilote

- **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) présentées dans le réacteur[15].

$$C_m = \frac{C_v}{[X_a]} = \frac{Q_0 \times DBO_5}{V \times [X_a]} \quad (II.1)$$

- Q_0 : Débit journalier d'eau brute à traiter (m^3/j)
- V : Volume du réacteur (m^3)
- $[X_a]$: Concentration en MVS dans le bassin d'aération (Kg/m^3)

- **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 [15].

$$C_v = \frac{Q_0 \times DBO_5}{V} \quad (II.2)$$

- **Age 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 [15].

$$A_b = \frac{\text{Masse des boues dans le réacteur}}{\text{Masse des boues extraite par jour}} = \frac{[X_a] \times V}{\Delta X} \quad (\text{II.3})$$

- A_b : Age des boues (j)
- ΔX : Masse des boues extraites par jour (Kg/j)
- **Le Temps de Séjour** : C'est le temps de séjour hydraulique de l'eau dans un bassin (dessableur, décanteur primaire, bassin d'aération, clarificateur, ...) permettant le déroulement des phases de traitement souhaitées :
 - Sédimentation, tassement, séparation (pour les dessableurs et décanteurs),
 - Mise en contact, adsorption, assimilation, respiration, ... (pour le bassin d'aération). Le temps de séjour est calculé par suite :

$$t_s = \frac{V(m^3)}{Q(m^3/h)} \quad (\text{II.4})$$

- Q est la somme des débits traversant le réacteur (débit de l'effluent, de recyclage, d'ajout des nutriments, etc.).
- **Le Taux de Recyclage** : Il représente le rapport entre le débit de recyclage et le débit d'entrée de l'effluent en station, défini par l'équation suivante :

$$R = \frac{Q_R}{Q} \quad (\text{II.5})$$

- **Indice de Molhman** : Il mesure la décantabilité de la boue. C'est le volume occupé par un gramme de boue après 1/2 heure de décantation. Il est donné par :

$$I_m = \frac{V_{30}}{m} \quad (\text{II.6})$$

- $80 < I_m < 150$: Les boues sont bien décantables.
- $I_m \approx 80$: La décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.
- $I_m \approx 150$: La décantation est très lente[21].

Tableau II.4 : Différentes catégories de procédés à boues activées [15, 30]

Caractéristiques	Aération prolongée	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge
C_m	< 0,07	0,1 à 0,25	0,25 à 0,5	0,5 à 1
C_v	< 0,35	0,35 à 0,6	0,6 à 1,5	1,5 à 4
A_b	> 18	10 à 18	4 à 10	1,5 à 4
η_{DBO_5} (%)	90% de nitrification possible		80 à 90%	< 80%

- **Besoins en Oxygène** : C'est le taux d'oxygénation nécessaire pour le bon fonctionnement du bassin d'aération, et pour assurer l'oxydation des matières organiques, la destruction des matériaux cellulaires lors de la phase de respiration endogène, la nitrification des matières azotées.

II.1.4 Décantation Secondaire

Également appelée clarification, l'étape de décantation intervient après un traitement biologique ou chimique, dans le but d'éliminer les floccs issus des traitements biologiques ou chimiques. Lors de cette phase, l'élimination des micro-organismes se fait principalement par décantation des matières en suspension (MES), sur lesquelles ils sont adsorbés[7].

II.1.5 Traitements Complémentaires

Le traitement complémentaire désigne plusieurs types de traitements ou différentes fonctions en vue d'atteindre un niveau de traitement de qualité supérieure à ce que l'on pourrait normalement attendre d'un traitement secondaire. Le traitement tertiaire peut viser un enlèvement plus poussé pour des paramètres conventionnels comme les matières en suspension ou encore viser certains paramètres pour lesquels il y a peu d'enlèvement dans un traitement secondaire.

II.1.5.1 Élimination et Traitement des Odeurs

Les eaux usées, chargées en matières organiques particulières et dissoutes, en composés azotés et phosphorés, peuvent dégager des odeurs désagréables suivant un processus biologique bien connu qui se déclenche en milieu réducteur. Par ailleurs, certains rejets industriels contiennent des composés très volatils utilisés dans les procédés de fabrication comme des sulfures, des aldéhydes, des alcools ou encore de l'ammoniaque.

Les principaux composés odorants rencontrés dans les stations d'épuration font partie essentiellement des familles des produits soufrés et azotés, ainsi que des composés organiques tels les acides gras volatils. Pour éviter la propagation des mauvaises odeurs émises aux différents postes de traitement, il convient d'isoler les sources odorantes dans des enceintes hermétiques. La couverture complète de tous les ouvrages est la technique la plus adaptée avec, en plus, un souci d'intégration au site [31].

II.1.5.2 Élimination du Phosphore

La déphosphatation, qui élimine le phosphore des eaux usées, peut être réalisée de deux manières principales[48] :

- **Précipitation chimique** : Cette méthode utilise des adjuvants différents selon le pH. Elle peut être effectuée en tête du traitement (décantation primaire), simultanément dans le bassin de boues activées, ou en traitement tertiaire. Pour l'épuration du phosphore, on ajoute généralement des sels métalliques (fer ou aluminium) ou de la chaux. Les phosphates précipitent sous forme de sels métalliques ou d'hydroxydes et sont séparés de la phase liquide par décantation. L'ajout du réactif peut être effectué :
 - Avant le décanteur primaire ou le bassin d'aération (précipitation).
 - Sur l'effluent épuré, à l'aval du clarificateur (post-précipitation), nécessitant un décanteur supplémentaire.
 - Directement sur le bassin d'aération (précipitation simultanée), qui est la méthode la plus utilisée.
- **Voie biologique** : Cette méthode repose sur le passage des floccs épurateurs successivement dans des bassins aérés et anaérobies. Cela permet de sélectionner des populations bactériennes capables de stocker de grandes quantités de phosphore. L'élimination peut également être partiellement réalisée par voies biologiques si l'installation est équipée d'un bassin ou d'une zone d'anoxie. L'alternance entre aérobie et anoxie favorise un mécanisme de relargage de phosphore dans la biomasse épuratrice[67].

II.1.5.3 Élimination de l'Azote

Dans les eaux usées, l'azote est essentiellement présent sous forme organique et ammoniacale. Outre l'assimilation de l'azote par les bactéries qui n'agit que faiblement sur sa réduction, l'abattement de l'azote se réalise en ces phases successives :

- **Ammonification** : Première étape de la dégradation des déchets azotés organiques où l'azote organique est converti en ammoniac (NH₄⁺ et NH₃⁺) par réaction chimique en milieu de boues activées.
- **Nitrification** : En environnement aérobie, les bactéries autotrophes Nitrosomonas et Nitrobacter transforment l'azote ammoniacal (NH₄⁺) en nitrites (NO₂⁻) puis en nitrates (NO₃⁻). Cela nécessite un temps de rétention des eaux assez long dans le bassin d'aération dû à la faible croissance des bactéries nitrifiantes.
- **Dénitrification** : En environnement anoxique, certaines bactéries hétérotrophes consomment les nitrates pour se développer et produire de l'azote gazeux (N₂). En l'absence d'oxygène, ces bactéries utilisent l'oxygène des nitrates comme oxydant, préférant le carbone organique comme donneur d'électrons[22].

Cette relation est réalisée en l'absence d'oxygène, ces bactéries sont capables d'utiliser immédiatement l'oxygène des nitrates comme un oxydant. Le donneur d'électrons sera de préférence du carbone organique. La source de substrat carboné est donc très importante[20].

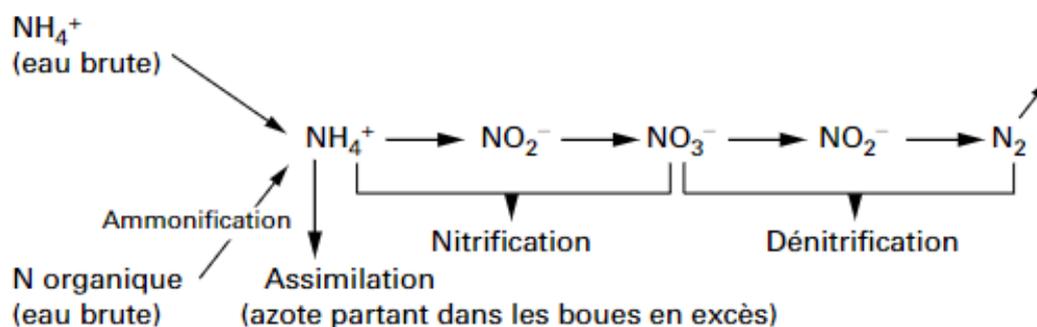


Figure II.5 : Étapes du processus de dégradation biologique de l'azote

II.1.5.4 Filtration

La filtration est un procédé physique qui permet de retenir les micro-organismes par rétention à l'aide d'un filtre. Qu'elle soit réalisée sur sable ou sur membrane, cette technique exige une épuration secondaire préalable, garantissant une élimination assez poussée des matières en suspension. L'élimination des virus, bactéries et protozoaires dépend du milieu poreux, de la vitesse de percolation, de l'épaisseur du massif filtrant et du niveau d'oxydation de l'eau filtrée[45].

II.1.5.5 Désinfection

La désinfection est une opération qui vise à éliminer ou inactiver les micro-organismes et virus indésirables présents dans des milieux inertes contaminés. Pour l'eau, le processus de désinfection doit rapidement désactiver et éliminer les germes pathogènes sans altérer l'odeur ou le goût de l'eau, ni représenter un danger pour l'homme. L'objectif est de prévenir les infections par ingestion, contact ou inhalation[9].

Il existe plusieurs méthodes de désinfection de l'eau :

1. **Chloration** : Le chlore est un oxydant puissant qui réagit avec les molécules réduites, organiques et les micro-organismes. La quantité de chlore nécessaire, ainsi que la fréquence et la durée des applications, varient en fonction du type d'utilisation et des conditions du milieu. Le traitement au chlore est plus efficace dans des conditions acides[7].
2. **Les Rayons Ultraviolets** : Cette méthode utilise des lampes à mercure disposées de manière à attaquer directement les micro-organismes. L'eau à désinfecter passe dans une chambre d'ir-

radiation où sont placées des lampes à mercure, isolées de l'eau par des gaines en silice ou quartz[7].

3. **L'Ozonation** : L'ozone est un désinfectant puissant qui tue facilement les micro-organismes et oxyde la matière organique dans l'eau. L'ozone restant se transforme en oxygène dissous dans l'eau. Des unités d'ozone compactes ont récemment été développées pour un usage domestique[81].

II.1.6 Traitement des Boues

Les boues produites par les stations d'épuration, issues des différents procédés de traitement, sont collectées pour subir différents traitements avant d'être acheminées vers le milieu récepteur. Plusieurs techniques sont utilisées, qui peuvent être complémentaires, seules ou combinées : l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation[24].

Tableau II.5 : Les opérations de traitement des boues et leurs objectifs[14]

Opération	But
Stabilisation	Réduire la fermentescibilité des boues pour atténuer ou supprimer les mauvaises odeurs
Concentration	Éliminer une partie de l'eau interstitielle afin d'éviter son transport
Stockage	Assurer une capacité tampon harmonisant les besoins d'extraction et les possibilités d'évacuation à l'extérieur
Homogénéisation	Donner au destinataire finale un produit connu et relativement constant
Conditionnement	Modifier les caractéristiques de la boue afin de faciliter la séparation des phases solides et liquides
Déshydratation	Augmenter la siccité afin de rendre le produit solide ou pâteux

II.1.6.1 Épaississement

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 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[24].

II.1.6.2 Stabilisation

Les boues en sortie de station d'épuration sont très riches en matières organiques et en germes pathogènes. L'un des 3 processus principaux utilisés pour la stabilisation des boues permet une réduction de la MO présente, afin de :

- Réduire les pathogènes
- Éliminer les odeurs
- Réduire ou éliminer la capacité de putréfaction de la MO

Les processus de stabilisation sont divisés en :

- **La digestion anaérobie** : elle est basée sur le principe de fermentation méthanique aérobie. Les matières organiques complexes sont dégradées en méthane et en dioxyde de carbone. Dans

les stations d'épuration importantes, le digesteur peut être couplé à une chaudière : en effet, la réaction est exothermique (environ 35°C) et produit environ 500L de méthane par tonne de boues introduites. Le temps de séjour dans un digesteur varie de 20 à 40 jours en fonction de la technologie. Notons que cette technique réduit également le volume des boues.

- **La stabilisation chimique** : le pouvoir fermentescible est diminué grâce à l'incorporation de chaux $Ca(OH)_2$ dans les boues fraîches.
- **La stabilisation thermique** : elle est réalisée par pasteurisation à une température de 70°C pendant 30 minutes[48].

II.1.6.3 Conditionnement

Après la digestion/stabilisation, les boues doivent être encore déshydratées pour réduire le coût de la manutention et de l'élimination, qui est habituellement un procédé chimique. Un ou plusieurs polymères sont ajoutés aux boues liquides. La fonction du polymère est de briser la liaison entre les solides organiques et inorganiques dans les boues et les molécules d'eau qui les lient. L'eau est alors capable de se séparer correctement des solides dans la phase d'assèchement suivante. L'ajout de produits chimiques se fait dans un réacteur de mélange après la digestion, ou à travers un mélangeur en ligne lorsque les boues sont déplacées du digesteur à l'équipement de déshydratation.

II.1.6.4 Déshydratation

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des 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, telles que les filtres presses, centrifugeuses, et d'autres procédés tels que les paniers rotatifs, les presseoirs Fourniers, et les sacs filtrants[74].

II.1.6.5 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 :

1. **Lit de séchage** : séchage solaire, lit de sable et lagune de séchage ;
2. **Séchage thermique** : le séchage thermique vient obligatoirement après une étape de déshydratation mécanique[15].

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les différents procédés d'épuration des eaux usées, ainsi que les traitements complémentaires qui assurent une bonne traitabilité de l'effluent. L'objectif est de respecter les normes de rejet des eaux usées. Il convient de noter que le système à boues activées est le plus couramment utilisé en Algérie pour le traitement des eaux résiduaires urbaines. Quant au traitement tertiaire, il est adopté soit pour la protection de l'environnement, soit pour la réutilisation de l'eau.

CHAPITRE III

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Chapitre III : Présentation de la Zone d'Étude

Introduction

Avant d'envisager l'implantation d'une station d'épuration, il est essentiel de mener des études approfondies du site. Afin de comprendre les différentes caractéristiques du lieu, qui auront un impact direct ou indirect sur la conception du projet et le fonctionnement de la station.

Ces études préliminaires sont :

- Étude géographique ;
- Étude géologique et géotechnique ;
- Étude hydrogéologique ;
- Étude hydrographique ;
- Étude hydraulique ;
- Étude démographique ;
- Étude climatique.

III.1 Situation Géographique

La ville de BIRINE est située à environ 137 kilomètres du chef-lieu de la wilaya et à environ 200 kilomètres de la capitale. Ces coordonnées géographiques :

- Latitude : 35°38'00'' N
- Longitude : 3°13'00'' E

La commune de BIRINE, qui fait partie de la daïra de BIRINE, comprend les communes de BIRINE et de BENHAR. Située à l'extrême nord de la wilaya de DJELFA, elle est géographiquement délimitée comme suit :

- Au Nord, elle est bordée par la wilaya de MÉDÉA, incluant les communes de AÏN BOUCIF, OULED MAARAF et SIDI DAMED.
- À l'Est, elle partage des frontières avec la wilaya de M'SILA, et plus précisément par la commune de BOUTI SAYEH.
- À l'Ouest, elle est limitrophe de la commune de BENHAR.
- Au Sud, elle est adjacente aux communes d'AÏN FEKKA et de HAD SAHARY.

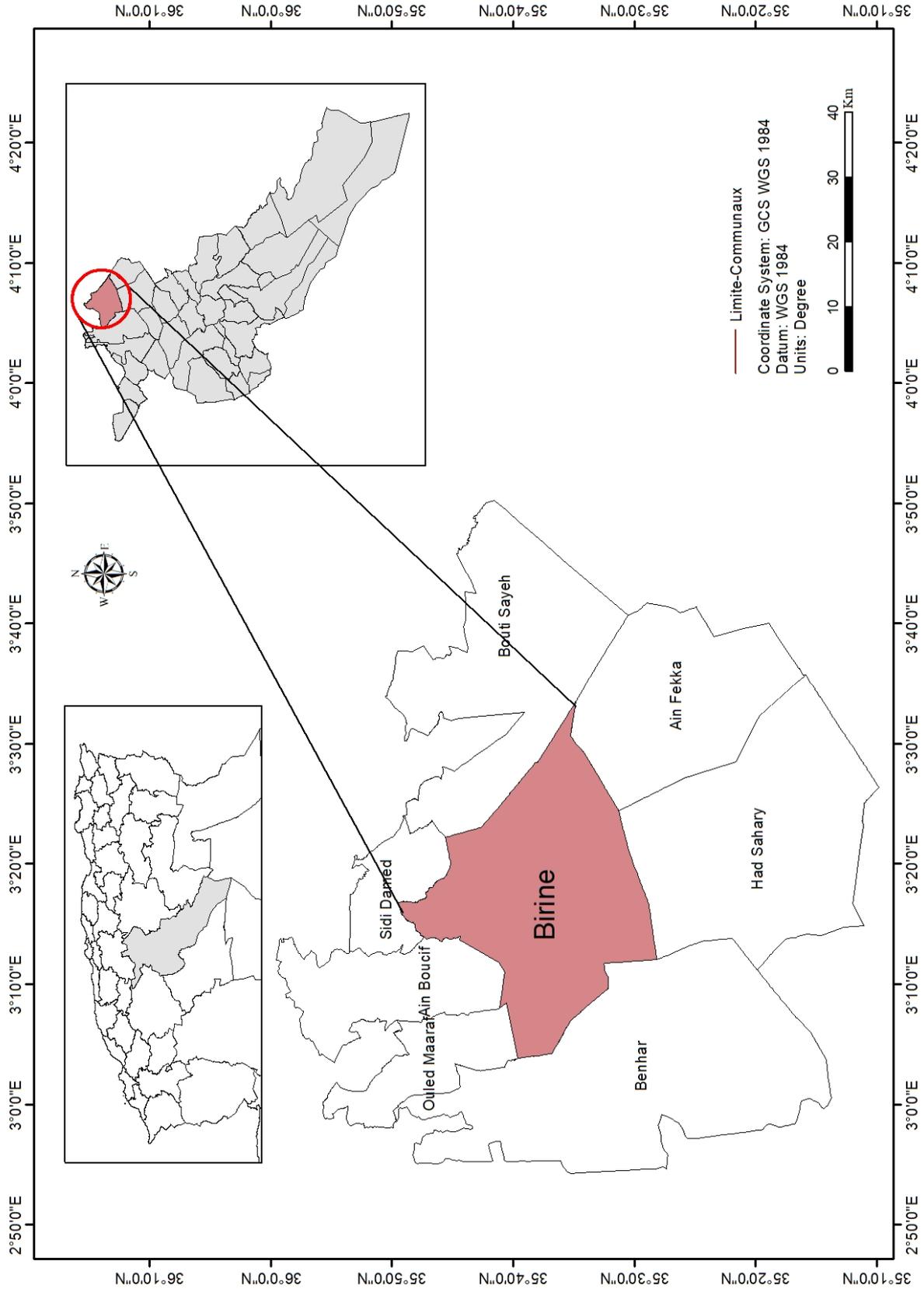


Figure III.1 : Situation géographique du secteur d'étude

III.2 Situation Géologique et Géotechnique

III.2.1 Sismicité

L'Algérie, en tant que pays méditerranéen, est exposée à une activité sismique variable. Conformément aux règles parasismiques algériennes de 2003, le territoire est subdivisé en quatre zones sismiques[54] :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- Zone III : Sismicité forte.

La commune de BIRINE, selon la Classification RPA 2003[54], est incluse dans la Zone sismique I, caractérisée par une sismicité faible.

III.2.2 Description Géologique

La zone d'étude est située dans l'ensemble géologique atlasique, au cœur des hauts plateaux connus sous le nom de Plaine d'Aïn Oussera ou Plaine du Nord. Notre zone se situe à la limite Nord de cette plaine, faisant partie des monts d'Ouled Nail, et est délimitée par les deux principaux accidents atlasiques, au Nord et au Sud, qui constituent la partie centrale de l'Atlas saharien s'étendant grossièrement du Sud-Ouest au Nord-Est.

Ces monts apparaissent juste après la traversée des chotts des Zahrez. Les formations géologiques observées datent du Jurassique tardif, du Crétacé, du Tertiaire et du Quaternaire.

Ils sont bordés au nord par les hauts plateaux et au sud par la plateforme saharienne. Cette région correspond à un vaste synclinal d'axe *NE – SW*. Il présente une dissymétrie : les pentes du flanc Nord sont plus redressées (supérieures à 45°) que ceux du flanc Sud, qui ne dépassent pas les 30° [44].

III.2.3 Caractéristiques Géotechniques du Sol

Le terrain étudié présente une topographie plate avec un accès facile aux engins. Le sol est constitué de limons argileux et d'argiles sableuses d'âge Mio-pliocène. Cette formation est caractérisée par la présence des marnes, argiles rouges à jaune verdâtre, de banc de calcaire peu épais à massifs, de conglomérats à éléments calcaires et de gypse[44].

Sur la base des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés par la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments (LMTPB - DRHPC), nous avons[44] :

- Une contrainte admissible du sol au maximum à 1,30 bars pour un ancrage à partir de 1,50 m de profondeur par rapport à la cote de terrain actuel.
- Sous l'application d'une contrainte de 1,30 bar, les tassements éventuels seront de l'ordre de 0,13 cm, donc ces tassements sont admissibles.
- Le sol présente une faible agressivité.

III.3 Situation Hydrogéologique

La région étudiée est située entre l'Atlas Saharien et le domaine tellien, est caractérisée par l'absence d'eaux superficielles, ce qui la rend dépendante des eaux souterraines pour répondre à ses besoins hydriques, notamment pour l'agriculture. L'exploitation excessive de ces eaux souterraines dépasse leur capacité naturelle de renouvellement, menaçant la pérennité des ressources

hydriques de la région.

L'étude hydrogéologique de la plaine de Ain-Oussera a mis en évidence que les ressources en eau sont essentiellement souterraines, avec l'aquifère de l'Albien comme principal réservoir en termes de volume et de qualité. Toutefois, la nappe alluvionnaire du Plio-Quaternaire reste la plus exploitée malgré une perméabilité réduite due à la présence de failles, rendant la nappe Albienne moins sollicitée [5].

III.4 Situation Hydrographique

La région est caractérisée par un réseau hydrographique peu développé et une tendance à l'endoréisme, avec de nombreux oueds secs la majeure partie de l'année. Les oueds qui traversent la plaine d'Ain Oussera font partie du grand bassin versant Cheliff-Zahrez, dont l'Oued Touil est le plus important[5]. Le réseau hydrographique de la plaine est généralement peu développé, avec des cours d'eau présentant un régime irrégulier et des crues principales. Leur orientation est déterminée par les paramètres morphométriques du bassin versant, avec un écoulement du sud vers le nord. Cette situation entraîne une dégradation du réseau hydrographique de la région[79].

III.5 Situation Hydraulique

La situation hydraulique comprend l'étude de l'alimentation en eau potable et l'assainissement de la zone d'étude(état actuel de la région).

III.5.1 Alimentation en Eau Potable

L'approvisionnement en eau potable dans cette région est assuré par plusieurs forages exploitant les ressources en eaux souterraines. Ces dernières sont représentées par une nappe profonde de l'Albien, dont la profondeur varie de 150 à 300 mètres. La production d'eau souterraine est la seule ressource utilisée pour satisfaire les besoins en eau potable pour ce commune.

Dans cette région, un grand nombre de puits exploitent la nappe phréatique contenue dans les formations alluvionnaires du Plio-Quaternaire. La nappe superficielle de la région d'étude assure 90% des besoins en eau de la population. L'approvisionnement en eau comprend la fourniture d'eau pour la population et l'irrigation des cultures [79].

La commune de Birine dispose de 9 forages avec un débit de 110 l/s qui sont utilisés pour alimenter 9 châteaux d'eau et réservoirs destinés à l'alimentation en eau potable. La capacité de stockage totale est de 3900 m³. Le taux de raccordement au réseau d'AEP enregistré dans cette ville est de 99%.

Tableau III.1 : Inventaire des infrastructures hydrauliques existantes

Forage	Débit exploité (l/s)	Réservoirs	Capacité de stockage (m ³)
F1	20	R1 et R2	500 × 50
F2	17	R3	50
F3	20	R4	1000
F4	20	R5	1000
F5	20	R6 et R7	500 × 500
F1	3	R01	75
F2	3	R02	75
F1	5	R01	75
P1	2	R01	75

Forage	Débit exploité (l/s)	Réservoirs	Capacité de stockage (m ³)
Total	110	/	3900

(Source : DRE, 2024)

- **Dotation** : c'est la quantité d'eau potable consommée quotidiennement par une seule personne. Compte tenu du niveau de vie, des habitudes sanitaires des individus, du niveau d'hygiène et de son évolution future, l'allocation est fixée à 150 litres/jour/habitant (Source : DRE, 2024).

III.5.2 Assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville de BIRINE est de type unitaire, où l'ensemble des eaux usées et pluviales sont évacuées par le même réseau. Le taux moyen de raccordement au réseau public d'assainissement est de 99%. La longueur de la conduite principale de cette ville est de 12 km, tandis que la longueur totale des conduites secondaires est de 65.31 km. Tous les rejets sont directement déversés dans l'oued sans aucun traitement préalable (Source : ONA, 2024).

III.6 Situation Démographique

La commune de BIRINE couvrent une superficie totale de 798,72 km², ce qui représente 2,48% de la superficie totale de la Wilaya.

La méthode de croissance géométrique est souvent utilisée pour estimer la population future en se basant sur un taux de croissance constant. La formule générale pour calculer la population future est :

$$P = P_0(1 + t)^n \quad (\text{III.1})$$

- P : Population future.
- P_0 : Population de l'année de référence.
- t : Taux d'accroissement démographique.
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

Les données de la population de la ville de BIRINE sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Evolution de la population pour différents horizon

Population (2008)	Taux d'accroissement (%)	Population (à court terme 2024)	Population (à moyen terme 2039)	Population (à long terme 2054)
35953	2.35%	52136	73868	104658

(Source : APC, 2024)

III.7 Les Équipements

La ville de BIRINE envisage la construction de divers types d'installations, incluant des équipements éducatifs, sportifs, publics, culturels, entre autres. Les équipements présents dans la ville de BIRINE sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : Répartition des équipements par catégorie

Catégorie	Établissements	Nombre d'unités	Effectif / Capacité
Éducation	Crèche	1	/
	École primaire	19	5467
	Collège (CEM)	4	3539
	Lycée	3	1338
	CFPA	1	250
Santé	Hôpital	1	60 lits
	Polyclinique	1	16 lits
	Pharmacie	6	/
Activités sportives	Maison des jeunes	1	/
	Salle multisports	1	/
	Terrain de sport	2	/
	Aire de jeux	3	/
Culture et loisirs	Centre culturel	1	/
	Bibliothèque municipale	1	/
	Mosquée	11	9600 fidèles
	Zaouïa	2	160 fidèles
	Salle de prière	1	300 fidèles
Services publics et administratifs	Bureau de poste	2	/
	CNAS	1	/
	Bureau d'ingénierie et de préparation	1	/
	APC	1	/
	Protection civile	1	50 agents
	Banque	1	/
	Agence d'assurance	5	/
Autres services	Siège administratif	13	/
	Boulangerie	9	/
	Boucherie	36	/
	Boutique	130	/
	Kiosque	6	/
	Commerce résidentiel	8	/
	Abattoir	2	/

(Source : APC, 2024)

III.8 Activité Agricole

La surface agricole totale (SAT) est de 74 951 ha, tandis que la surface agricole utile (SAU) est de 37 775 ha. La surface totale des cultures pratiquées dans la région de Birine est de 1 387 ha. Les différents types de cultures pratiquées sont les suivants :

- Cultures maraîchères : 538 ha
- Cultures fourragères : 85 ha

- Céréales : 200 ha
- Olivier : 513 ha
- Espèces à noyau et pépin : 51 ha

III.9 Situation Climatique

La région d'étude est située en zone semi-aride, caractérisée par un climat continental rude, sec et chaud en été, ainsi que très froid en hiver[79].

Les paramètres climatologiques (Température, précipitation, vitesse du vent et l'humidité relative) ont été déterminés en fonction des informations disponibles au niveau de l'Agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H).

Les coordonnées Lambert de cette station sont :

- X : 525.325 km
- Y : 3835.183 km
- Z : 1180 m

III.9.1 Température

Tableau III.4 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales de la région de BIRINE (2013-2022)

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
T_{max} (°C)	13.51	14.95	17.52	22.23	26.82	28.74	35.43	32.98	29.22	24.59	16.94	14.3
T_{min} (°C)	4.04	2.44	4.41	7.15	11.11	14.55	19.5	17.96	14.58	9.99	8.47	2.94
T_{moy} (°C)	8.77	8.69	10.96	14.64	18.96	21.64	24.46	25.47	21.9	17.29	12.7	8.62

(Source : ANRH, 2023)

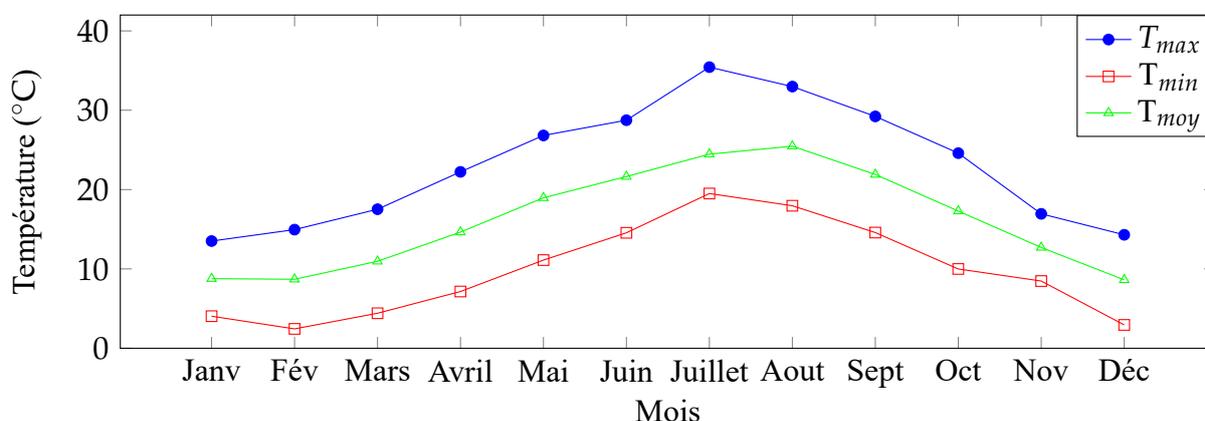


Figure III.2 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales de la région de BIRINE (2013-2022)

- Les mois les plus chauds de l'année sont Juillet et Août, avec des températures maximales moyennes respectives de 35.43°C et 32.98°C, et des températures moyennes respectives de 24.46°C et 25.47°C.
- Les mois les plus froids de l'année sont Janvier et Décembre, avec des températures minimales moyennes respectives de 4.04°C et 2.94°C, et des températures moyennes respectives de 8.77°C et 8.62°C.
- En général, la température augmente progressivement de Janvier à Juillet, puis diminue progressivement jusqu'en Décembre.

III.9.2 Pluviométrie

Tableau III.5 : Précipitation moyenne mensuelle de la région de BIRINE (2013-2022)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	MA
P(mm)	30.3	32.5	22.5	19.7	24.6	20.9	26.9	26.7	27.08	19.2	21.4	21.5	293.3

(Source : ANRH, 2023)

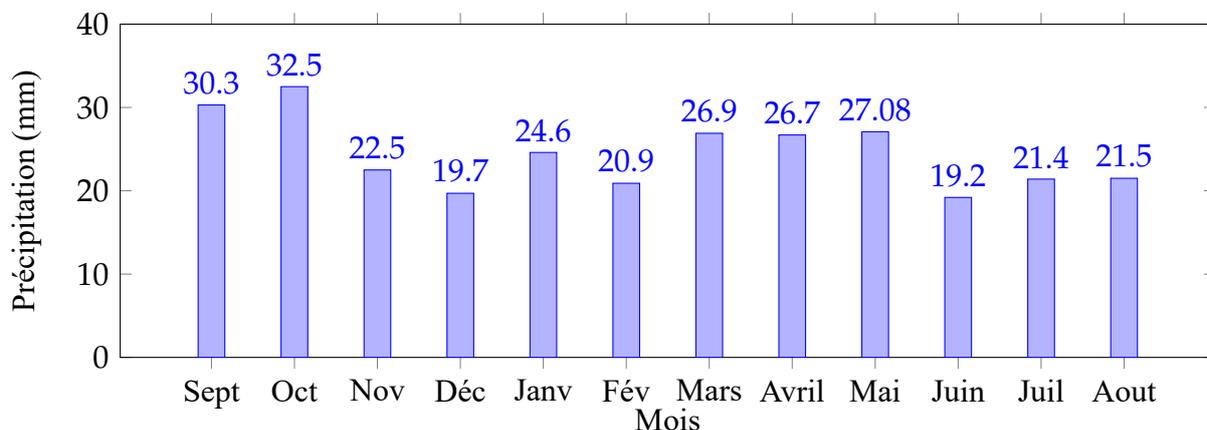


Figure III.3 : Précipitation moyenne mensuelle de la région de BIRINE (2013-2022)

- Les mois avec les précipitations les plus élevées sont Septembre et Octobre, avec respectivement 30.3 mm et 32.5 mm de précipitations.
- Les mois avec les précipitations les plus faibles sont Décembre et Juin, avec respectivement 19.7 mm et 19.2 mm de précipitations.
- La précipitation totale moyenne annuelle est de 293.28 mm.

III.9.3 Vent

Tableau III.6 : La vitesse du vent moyenne mensuelles de la région de BIRINE (2013-2022)

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
V (m/s)	4.23	4.49	4.52	3.84	4.71	3.08	5.93	2.49	2.47	2.47	3.46	2.75

(Source : ANRH, 2023)

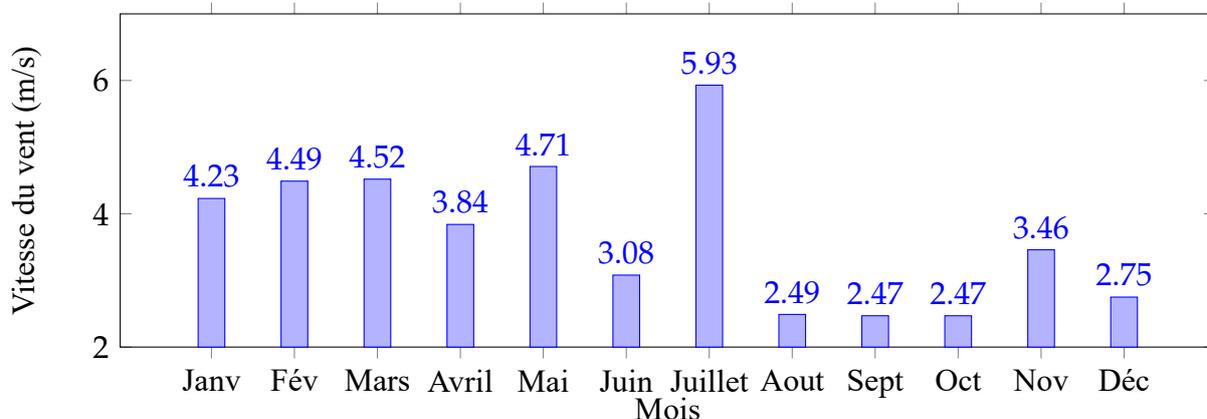


Figure III.4 : La vitesse du vent moyenne mensuelles de la région de BIRINE (2013-2022)

- Le vent dans cette région souffle principalement du Sud et du Sud-Est, avec des vitesses qui varient tout au long de l'année, atteignant son maximum en Juillet.
- La vitesse du vent est la plus élevée en Juillet (5.93 m/s), tandis qu'elle est la plus basse en Août (2.49 m/s).
- Les mois d'Août, Septembre et Octobre présentent des vitesses du vent les plus faibles de l'année.

III.9.4 Humidité Relative

Tableau III.7 : Humidités relatives moyennes interannuelles de la région de BIRINE (2013-2022)

Mois	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
HR (%)	74.4	73.9	65.5	57.6	50.9	40.3	32.9	38.6	52	60.7	70.5	77.8

(Source : ANRH, 2023)

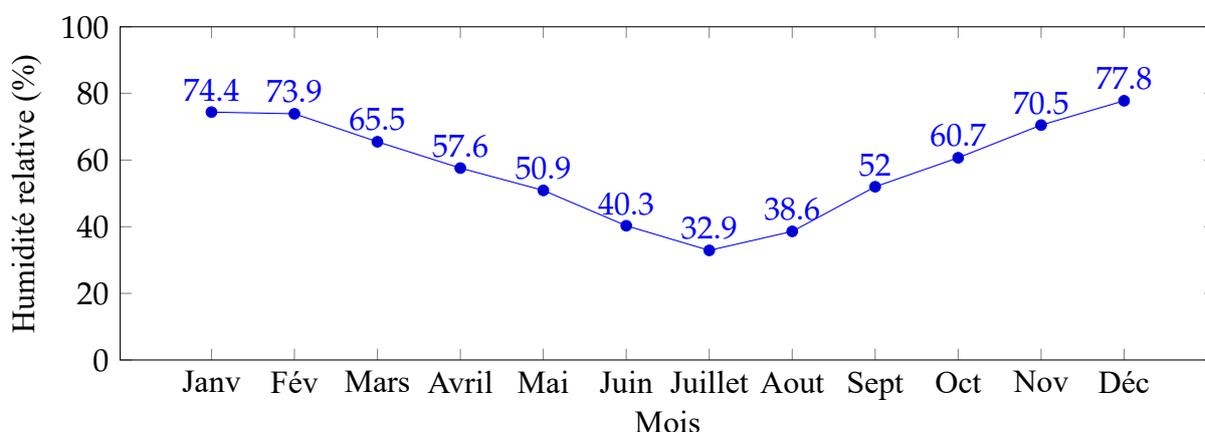


Figure III.5 : Humidités relatives moyennes interannuelles de la région de BIRINE (2013-2022)

- Janvier et Décembre se distinguent comme les mois les plus humides, avec une humidité relative de 74.4% et 77.8% respectivement.
- On observe une diminution progressive de l'humidité à partir de Février, qui atteint son niveau le plus bas en Juillet à 32.9%. Après Juillet, l'humidité remonte progressivement, atteignant 38.6% en Août, 52% en Septembre, 60.7% en Octobre, et 70.5% en Novembre.
- Ces données indiquent un cycle annuel de l'humidité relative, avec une saison sèche en été (de Juin à Août), et une saison humide en hiver (de Novembre à Janvier).

Conclusion

Dans ce chapitre, on peut conclure que :

- La ville de BIRINE est caractérisée par un climat continental rude, sec et chaud en été, ainsi que très froid en hiver. La précipitation moyenne annuelle est de 293.28 mm. Les vents dominants viennent du Sud et du Sud-Est, avec un cycle annuel d'humidité relative.
- La région étudiée présente un réseau hydrographique sous-développé et une tendance à l'endoréisme.
- Les ressources en eau de la région sont essentiellement souterraines; d'où le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et forages. La distribution d'eau potable se fait 24h/24.
- Le réseau d'assainissement actuel est de type unitaire, d'où les eaux usées sont rejetées directement dans l'oued sans aucun traitement préalable, ce qui souligne l'implantation d'une station d'épuration.

CHAPITRE IV

ESTIMATION DES BESOINS ET DES CHARGES
POLLUANTES

Chapitre IV : Estimation des Besoins et des Charges Polluantes

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de poser les bases nécessaires à la conception de la future station d'épuration de BIRINE. Il couvrira la sélection du site d'implantation, l'estimation des besoins en eau et des débits d'eaux usées, l'analyse des caractéristiques des effluents, ainsi que l'évaluation des charges polluantes et des exigences de traitement.

IV.1 Site d'Implantation de la Station d'Épuration de la Ville de BIRINE

IV.1.1 Localisation de la Station d'Épuration

Le site choisi pour la future station d'épuration se trouve à 6 km de la ville de BIRINE, du côté gauche de la RN°48B en direction de la ville de BIRINE. La superficie allouée au projet est de 4,5 hectares, avec une altitude variant entre 683 m et 684 m.

Les coordonnées géographiques sont les suivantes :

- Latitude : 35°35'26.19" N
- Longitude : 3°10'38.13" E

Le terrain réservé pour l'implantation de la station d'épuration de la ville de BIRINE représente une superficie d'environ 4,5 hectares située dans la commune de BIRINE. Le terrain est de forme rectangulaire avec des dimensions de 450 mètres par 250 mètres. L'accès au site de la station se fait à partir de la RN°40B sur une distance d'environ 400 mètres.

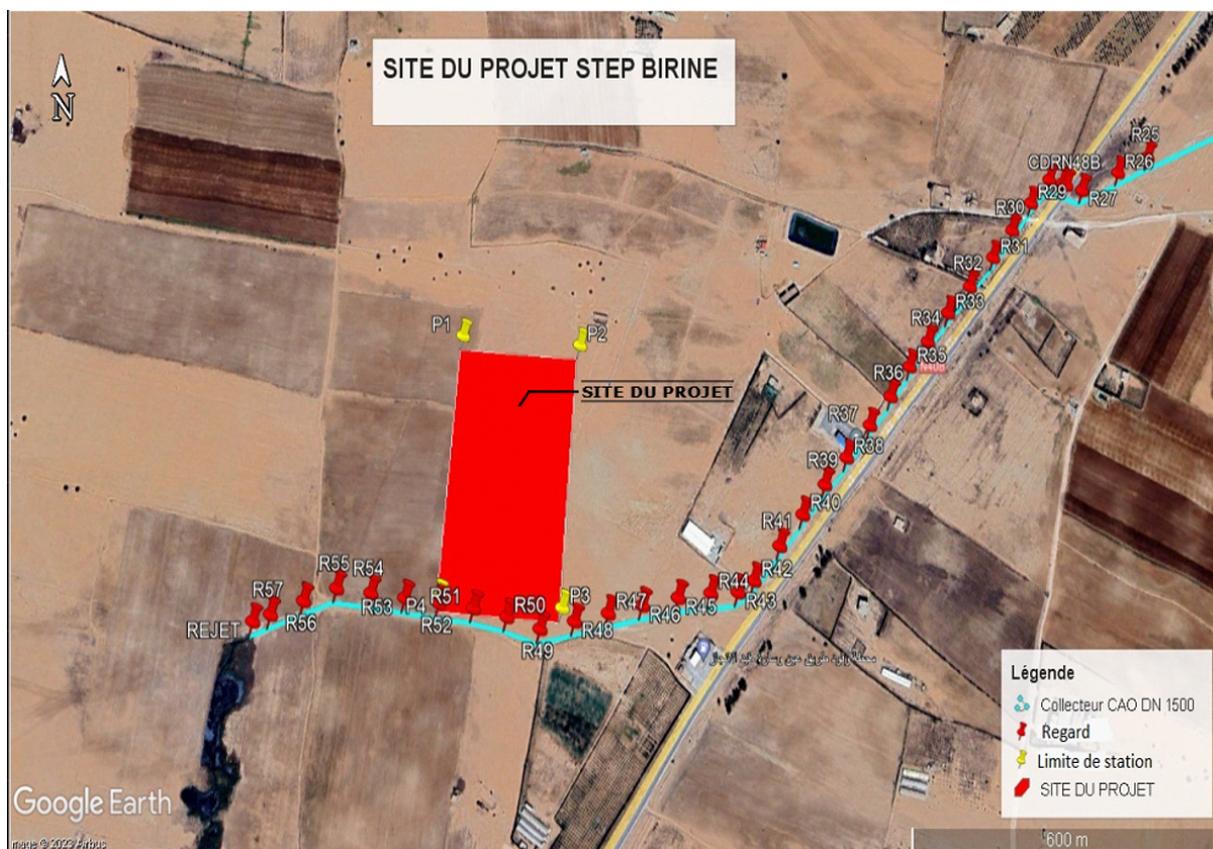


Figure IV.1 : Site d'implantation de la station d'épuration(Google Earth, 2023)

IV.1.2 L'Arrivée des Eaux Brutes

La station d'épuration de la ville de BIRINE traite les eaux usées urbaines provenant de la commune de BIRINE qui est situé à 6 km .Le réseau installé au niveau de la ville est de type unitaire. La station sera alimentée gravitairement en eau brute, véhiculée par un collecteur existant d'un diamètre $\Phi 1500$ mm.

IV.1.3 Critères de Choix du Site

Les critères de choix de ce site sont les suivants :

- Une topographie favorable du terrain ;
- La présence de la route RN°40B qui facilite l'accès à la station d'épuration ;
- La proximité du milieu récepteur ;
- La disponibilité d'un terrain de 4,5 hectares ;
- L'éloignement du site par rapport aux zones résidentielles.

IV.2 Estimation des Besoins en Eau

L'évaluation des besoins en eau a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

IV.2.1 Besoins en Eau Domestique

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 :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{IV.1})$$

- $Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier consommé (m^3/j)
- D : Dotation journalière ($l/j/hab$)
- N : La population

IV.2.2 Besoins en Eau des Équipements

Tableau IV.1 : Débit d'eau usées rejetées par les équipements

Établissements	Effectif / Capacité	Dotation	Débit (m^3/j)
École primaire	5467	30 l/élève/j	164.01
Collège (CEM)	3539	30 l/élève/j	106.17
Lycée	1338	30 l/élève/j	40.14
CFPA	250	30 l/élève/j	7.50
Hôpital	60 lits	300 l/lit/j	18
Polyclinique	16 lits	300 l/lit/j	4
Mosquée	9600 fidèles	5 l/fidèle/j	48
Zaouïa	160 fidèles	5 l/fidèle/j	0.8
Salle de prière	300 fidèles	5 l/fidèle/j	1.5
Protection civile	50 agents	20 l/agent/jour	1
Total			392.92 m^3/j

Remarque : En raison du manque d'informations sur les effectifs et les autres équipements, les besoins en équipements seront estimés à 10 % des besoins domestiques, et les eaux parasites à 5 %, ce qui donne un total de 15 % [23].

Le débit des équipements est donc calculé comme suit :

$$Q_{\text{équipement}} = Q_{\text{moy},j} \times 15\% \quad (\text{IV.2})$$

- $Q_{\text{équipement}}$: Débit des équipement (m^3/j)

IV.2.3 Besoins en Eau Total

C'est la somme du débit de consommation et du débit des équipements :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{moy},j} + Q_{\text{équipement}} \quad (\text{IV.3})$$

- Q_{tot} : Besoins en eau total (m^3/j)

IV.2.4 Débit des Eaux Usées

Le débit des eaux usées est calculé sur la base du débit total de consommation en eau potable :

$$Q_{EU} = C_{\text{rejet}} \times Q_{\text{tot}} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

- Q_{EU} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- C_{rejet} : Coefficient de rejet (0,8-1), pris égal à 80%.

IV.2.5 Débit de Pointe

IV.2.5.1 Débit de pointe en temps sec

$$Q_{pts} = C_p \cdot Q_{EU} \quad (\text{IV.5})$$

Où :

- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/j)
- C_p : Coefficient de pointe donné par :

$$C_p = \begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{EU}}} & \text{si } Q_{EU} > 2.8 \text{ l/s} \\ 3 & \text{si } Q_{EU} \leq 2.8 \text{ l/s} \end{cases} \quad (\text{IV.6})$$

IV.2.5.2 Débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{\text{ptp}} = (3 - 5) Q_{pts} \quad (\text{IV.7})$$

- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie ($3 \times Q_{pts}$).

IV.2.6 Débit diurne

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

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy},j}}{16} \quad (\text{IV.8})$$

- Q_d : Débit diurne (m^3/j).

IV.2.7 Nombre d'Équivalent Habitant

La notion d'équivalent-habitant permet de quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques (et assimilées). Elle représente la quantité moyenne standard de pollution rejetée par jour par habitant. L'équivalent-habitant dépend des usages et des habitudes des habitants, ainsi que de leur consommation journalière.

$$N_{EH} = \frac{Q_{EU}}{D \times 0,8} \quad (IV.9)$$

Où :

- N_{EH} : Nombre d'équivalent habitant
- Q_{EU} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)
- D : Dotation journalière en $l/j/hab$.

Les résultats des calculs sont résumés dans le Tableau IV.2 suivant :

Tableau IV.2 : Résultats du calcul des débits estimés et du nombre d'équivalents habitants pour les horizons 2039 et 2054

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Population	/	73868	107118
Dotation	$l/j/hab$	150	150
Débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$)	m^3/j	11080.18	15698.72
Débit d'équipement ($Q_{équipement}$)	m^3/j	1662.03	2354.81
Débit total (Q_{tot})	m^3/j	12742.20	18053.53
Débit des eaux usées (Q_{EU})	m^3/j	10193.76	14442.83
Coefficient de pointe (C_p)	/	1.730	1.693
Débit de pointe à temps sec (Q_{pts})	m^3/j	17636.84	24456.93
Facteur de dilution	/	3	3
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m^3/j	52910.52	73370.8
Débit diurne (Q_d)	m^3/h	637.11	902.68
Nombre d'équivalents habitant (N_{EH})	EH	84948	120357

IV.3 Caractéristiques des Eaux Usées de la Zone d'Étude

Les analyses des eaux usées de la ville de Birine ont été confiées à un bureau d'étude. Les prélèvements ont été réalisés le 28 janvier 2024, de 8h à 16h. L'analyse a été effectuée sur les échantillons prélevés au niveau du rejet de l'oued.

IV.3.1 Méthodes d'analyse des principaux paramètres examinés

Les paramètres pris en compte dans les analyses des eaux usées dans le cadre de la future station d'épuration sont : Température, MES, DBO₅, DCO, Azote, Phosphore et pH.

Tableau IV.3 : Méthodes d’analyse des principaux paramètres examinés

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	pH-mètre
MES	Filtration
DCO	Spectrophomètre
DBO ₅	DBO-mètre
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Calorimètre

IV.3.2 Les Résultats d’Analyse d’Eau Brute

Les résultats d’analyses des eaux usées sont comparés aux valeurs maximales admissibles pour les rejets des eaux usées (voir § I.4) et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Données des eaux usées de la zone d’étude

Paramètres	Unités	Valeurs	Valeurs limites
Température minimale	°C	14	< 30
Température maximale	°C	29	< 30
pH	/	7,79	6,5 – 8,5
Matières en suspension (MES)	mg/l	403.85	100 – 600
Demande Biochimique en Oxygène (DBO ₅)	mg/l	346.15	150 – 500
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mg/l	780.77	300 – 1000
Azote KJELDAHL (NTK)	mg/l	57.69	30 – 100
Phosphore (P)	mg/l	14.42	10 – 25

(Source : AFAK Control, Rapport d’Analyse Physico-Chimique n°358/2024, Centre Technique, Laboratoire d’Analyse de la Qualité, 2024)

IV.3.3 Interprétation des Résultats d’Analyse

- **Température**

La température varie entre 14°C et 29°C, conforme à la limite maximale de 30°C, ce qui est favorable aux processus biologiques d’épuration.

- **pH**

Le pH de 7,79 se situe dans la plage recommandée de 6,5 à 8,5. Cette valeur est idéale pour le traitement biologique des eaux usées, offrant des conditions optimales pour la croissance et l’activité des micro-organismes responsables de la dégradation des polluants.

- **Matières en Suspension (MES)**

La concentration en MES est de 403,85 mg/l, se situant dans la plage normale des eaux usées urbaines (100-600 mg/l). Cette valeur indique une charge modérée à élevée en matières particulaires.

- **Demande Chimique en Oxygène (DCO)**

La DCO est de 780,77 mg/l, se trouvant dans la fourchette typique des eaux usées urbaines (300-1000 mg/l). Cette valeur signale une charge organique importante.

- **Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅)**

La teneur en DBO₅ de 346,15 mg/l est relativement élevée, se situant dans la partie supérieure de la plage normale (150-500 mg/l).

- **Azote Kjeldahl (NTK)**

La concentration en NTK est de 57,69 mg/l, se situant dans la plage normale (30-100 mg/l) pour les eaux usées urbaines. Cette valeur indique une charge modérée en azote organique et

ammoniacal, nécessitant un traitement approprié pour prévenir l'eutrophisation des eaux de surface.

• **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.

IV.3.4 Biodégradabilité

Les eaux usées présentent un coefficient de biodégradabilité :

$$K = \frac{[DCO]}{[DBO_5]} = \frac{780,77}{346,15} \approx 2,25 \tag{IV.10}$$

Cette valeur indique :

- Les eaux usées rejetées directement dans l'environnement ont des caractéristiques similaires à celles des eaux usées domestiques ($K < 3$)[66].
- L'effluent est d'origine domestique, biodégradable et susceptible de subir un traitement biologique ($2 < K < 3$).

IV.4 Évaluation des charges polluantes

• **La charge moyenne journalière en DBO₅**

$$L_0 = C_{DBO_5} \times Q_{EU} \tag{IV.11}$$

Avec :

- L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (kg/j);
- C_{DBO_5} : Concentration moyenne journalière en DBO₅ (mg/l).

• **La charge moyenne journalière en DCO**

$$DCO = C_{DCO} \times Q_{EU} \tag{IV.12}$$

Avec :

- DCO : Charge moyenne journalière en DCO (kg/j);
- C_{DCO} : Concentration moyenne journalière en DCO (mg/l).

• **La charge moyenne journalière en MES**

$$MES = C_{MES} \times Q_{EU} \tag{IV.13}$$

Avec :

- MES : Charge moyenne journalière en MES (kg/j);
- C_{MES} : Concentration moyenne journalière en MES (mg/l).

• **La charge moyenne journalière en azote (NTK)**

$$NTK = C_{NTK} \times Q_{EU} \tag{IV.14}$$

Avec :

- NTK : Charge moyenne journalière en azote (kg/j);
- C_{NTK} : Concentration moyenne journalière en azote (mg/l);

Les résultats des calculs des différentes charges polluantes pour les deux horizons sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Flux de pollution et concentrations en polluants (2039 et 2054)

Paramètres	Horizon 2039		Horizon 2054	
	Charge (kg/j)	Concentration (mg/l)	Charge (kg/j)	Concentration (mg/l)
MES	4116.75	403.85	5832.75	403.85
DBO ₅	3528.56	346.15	4999.28	346.15
DCO	7959.09	780.77	11276.29	780.77
NTK	588.08	57.69	833.21	57.69

IV.4.1 Performance Exigées

La qualité de l’effluent traité par le traitement biologique doit respecter les caractéristiques suivantes :

Tableau IV.6 : Qualité des eaux après traitement biologique

Paramètres	Unité	Concentration en mg/l	Rendement minimum d’élimination en %
DBO ₅	mg/l	≤ 30	≥ 90
DCO	mg/l	≤ 90	≥ 80
MES	mg/l	≤ 30	≥ 90
NTK	mg/l	≤ 10	> 70

(Source : ONA, 2023)

IV.4.1.1 Rendement d’Élimination

Afin de se conformer aux normes de qualité des eaux, nous avons déterminé les rendements épuratoires de la DBO₅,DCO,MES et NTK.

Le rendement en MES est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \eta_{MES} &= \frac{C_{MES(\text{initiale})} - C_{MES(\text{finale})}}{C_{MES(\text{initiale})}} \times 100\% && \text{(IV.15)} \\ &= \frac{403.85 - 30}{403.85} \times 100\% = 92.57\% \end{aligned}$$

Avec :

- $C_{MES(\text{initiale})}$: Concentration en MES à l’entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{MES(\text{finale})}$: Concentration en MES à la sortie du traitement biologique (mg/l)

Le rendement en DBO₅ est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \eta_{DBO_5} &= \frac{C_{DBO_5(\text{initiale})} - C_{DBO_5(\text{finale})}}{C_{DBO_5(\text{initiale})}} \times 100\% && \text{(IV.16)} \\ &= \frac{346.15 - 30}{346.15} \times 100\% = 91.33\% \end{aligned}$$

Avec :

- $C_{DBO_5(\text{initiale})}$: Concentration en DBO₅ à l’entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{DBO_5(\text{finale})}$: Concentration en DBO₅ à du traitement biologique (mg/l)

$$\eta_{DCO} = \frac{C_{DCO(\text{initiale})} - C_{DCO(\text{finale})}}{C_{DCO(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.17})$$

$$= \frac{780.77 - 90}{780.77} \times 100\% = 88.47\%$$

Avec :

- $C_{DCO(\text{initiale})}$: Concentration en DCO à l'entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{DCO(\text{finale})}$: Concentration en DCO à la sortie du traitement biologique (mg/l)

Le rendement en NTK est donné par la formule suivante :

$$\eta_{NTK} = \frac{C_{NTK(\text{initiale})} - C_{NTK(\text{finale})}}{C_{NTK(\text{initiale})}} \times 100\% \quad (\text{IV.18})$$

$$= \frac{57.69 - 10}{57.69} \times 100\% = 82.67\%$$

Avec :

- $C_{NTK(\text{initiale})}$: Concentration en NTK à l'entrée du traitement biologique (mg/l)
- $C_{NTK(\text{finale})}$: Concentration en NTK à la sortie du traitement biologique (mg/l)

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats des calculs du rendement d'élimination pour les différents polluants

Paramètres	Concentration (mg/l)	Rendement d'élimination (%)	Rendement d'élimination (valeur minimale) (%)
MES	403.85	92.57	≥ 90
DBO ₅	346.15	91.33	≥ 90
DCO	780.77	88.47	≥ 80
NTK	57.69	82.67	> 70

IV.5 Choix de Filière de Traitement

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

- Niveau de rejet;
- 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'exploitation (accès des véhicules à l'intérieur);
- Coûts d'investissement et d'exploitation[68].

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les débits, les caractéristiques des eaux usées à traiter, et les charges polluantes. Ces étapes sont primordiales dans la réalisation d'un projet de conception d'une station d'épuration, car elles constituent les facteurs de base pour le dimensionnement des différents ouvrages de la station, ce que nous aborderons dans le prochain chapitre.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION
D'ÉPURATION

Chapitre V : Dimensionnement de la Station d'Épuration

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons détailler les dimensions des différents ouvrages de traitement de la filière eau et boues pour la future station d'épuration à l'horizon 2039, et une extension à 2054. Sachant que le procédé biologique utilisé est de type boues activées à faible charge.

La filière eau comprend les éléments suivants :

- Dégrillage fin et grossier ;
- Dessablage-déshuilage ;
- Bassin biologique : Ce bassin est subdivisé par la zone de contact, la zone d'anoxie, le bassin d'aération et la zone de dégazage ;
- Clarificateur ;
- Traitement tertiaire : Comprend le filtre à disque et la désinfection par UV.

Quant à la filière boues, elle se caractérise par les étapes suivantes :

- Épaississement gravitaire ;
- Déshydratation mécanique.

Tableau V.1 : Base de dimensionnement de la station d'épuration

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Capacité de la station	EH	84948	120357
Débit moyen journalier rejeté (Q_{tot})	m ³ /j	12742.20	18053.53
Débit des eaux usées (Q_{EU})	m ³ /j	10193.76	14442.83
Débit moyen horaire rejeté	m ³ /h	424.74	601.78
Débit de pointe à temps sec (Q_{pts})	m ³ /j	17636.84	24456.93
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /j	52910.52	73370.80
Facteur de dilution	/	3	3
Débit diurne (Q_d)	m ³ /h	637.11	902.68
Demande Biologique en Oxygène (DBO₅)			
Charge journalière	Kg/j	3528.56	4999.28
Concentration correspondante	mg/L	346.15	346.15
Matières en suspension (MES)			
Charge journalière	Kg/j	4116.75	5832.73
Concentration correspondante	mg/L	403.85	403.85
Demande Chimique en Oxygène (DCO)			
Charge journalière	Kg/j	7959.09	11276.29
Concentration correspondante	mg/L	780.77	780.77
Azote (NTK)			
Charge journalière	Kg/j	588.08	833.21
Concentration correspondante	mg/L	57.69	57.69

Remarque : Pour des considérations d'exploitation, nous considérons que cette station comporte deux chaînes de traitement dans chaque ouvrage de prétraitement et de traitement biologique. Cela signifie qu'il y a deux lignes de traitement, et chaque ouvrage reçoit ainsi la moitié du débit.

V.1 Prétraitement

Le prétraitement est constitué par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière. Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage ;
- Le dessablage-déshuilage.

V.1.1 Dégrillage

L'opération de dégrillage permet de protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages au niveau des différentes unités de l'installation et d'éliminer les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs.

Dans notre conception, chaque dégrilleur est équipé de deux types de grilles : fines et grossières. Ces grilles à barreaux sont dotées d'un dispositif de nettoyage automatique. Pour les calculs de la grille, on utilise la formule établie par KIRSCHMER [29]

- **La section de la grille**

$$S_g = \frac{Q_{ptp}}{V_g \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \quad (\text{V.1})$$

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad (\text{V.2})$$

- **La largeur de la grille**

$$L_g = \frac{(S_g \times \sin \alpha)}{h_{\max}} \quad (\text{V.3})$$

- **La longueur mouillée de la grille**

$$L_0 = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha} \quad (\text{V.4})$$

Où :

- Q_{ptp} : débit de pointe (m^3/s)
- V_g : vitesse de passage à travers la grille (m/s)
- β : fraction de surface occupée par les barreaux
- σ : coefficient de colmatage de la grille ($\sigma = 0.25$ pour une grille manuelle et 0.5 pour une grille mécanique) [70]
- e : espacement entre les barreaux (m) et d : diamètre des barreaux (m)
- S_g : section de grille (m)
- α : angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($60^\circ < \alpha < 90^\circ$)
- h_{\max} : hauteur maximale admissible sur une grille ($0.5 \leq h_{\max} \leq 1.5$ m) [15]

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 entraîner 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. [70, 74].

- **Perte de charge**

Une autre formule établie par KIRSCHMER qui a décrit une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec l'horizontale [24, 60].

Tableau V.2 : Épaisseur entre les barreaux (e) et diamètre des barreaux (d) [19]

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2	1
e (cm)	3 à 10	2

La perte de charge (ΔH) est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H = \delta \cdot \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_g^2}{2g} \cdot \sin(\alpha) = \alpha \cdot \frac{V_g^2}{2g} \quad (\text{V.5})$$

Sachant que :

- ΔH : La perte de charge (m)
- δ : Le coefficient de forme des barreaux

Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Valeurs de δ selon le type des barreaux [60]

Type des barreaux	δ
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire arrondie en semi-circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire arrondie en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

• **Estimation des quantités de refus de dégrillage**

Le volume des résidus retenus (V) par les grilles est estimé à 2-2.5 l/EH/an pour une grille grossière et 5-10 l/EH/an pour une grille fine [67].

$$V_{refus} = \frac{EH \times V}{e} \quad (\text{V.6})$$

Les critères de conception choisis sont les suivants :

Tableau V.4 : Base de dimensionnement du dégrilleur

Désignation	Unité	Valeur	
		Fine	Grossière
Type de grille	/	Fine	Grossière
Nombre de Grille	U	2	2
Écartement entre les barreaux	cm	2	5
Diamètre des barreaux	cm	1	2
Coefficient de colmatage (σ)	/	0.5 (grille mécanique)	
Coefficient de forme des barreaux (δ)	/	1.79 (Barreaux Rond)	
Tirant d'eau (h_{max})	m	1	1
Vitesse de passage à travers la grille (V_g)	m/s	1	1

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Résultats de dimensionnement de dégrilleur

Paramètre	Unité	Horizon 2039		Horizon 2054	
		Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
Nombre de Grille	U	2	2	2	2
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /s	0.306	0.306	0.425	0.425
Écartement entre les barreaux	cm	5	2	5	2
Diamètre des barreaux	cm	2	1	2	1
Vitesse de passage à travers la grille (V_g)	m/s	1	1	1	1
Largeur de la grille (L_g)	m	1	1	1.03	1.1
Longueur de la grille (L_0)	m	1.15	1.15	1.15	1.15
Pertes de charge (ΔH)	m	0.023	0.0314	0.023	0.0314
Volume maximal des refus ($V_{refus,max}$)	m ³ /j	0.465	1.164	0.659	1.649
Volume minimal des refus ($V_{refus,min}$)	m ³ /j	0.582	2.327	0.824	3.297

Conclusion : Le dégrillage sera donc assuré par deux grilles avec des barreaux de forme circulaire, car les pertes de charge sont moins élevées par rapport à celles créées par les barreaux de forme rectangulaire.

Les dimensions des deux dégrilleurs de notre station d'épuration sont :

- Deux grilles grossière avec un diamètre de 5 cm, un espace entre les barreaux de 2 cm, et une inclinaison de 60°.
- Deux grilles fine avec un diamètre de 2 cm, espacée de 1 cm entre les barreaux. La grille est inclinée avec un angle de 60°.

V.1.2 Dessablage-Déshuilage

Le dessableur-déshuileur élimine les matières minérales lourdes et les matières flottantes, évitant ainsi les problèmes de perturbation des pompes et de l'aération, ainsi que les difficultés de traitement des boues. Dans le bassin, l'air diffusé facilite la flottation des matières surnageantes, récupérées par un bras racleur, tandis que la vitesse de l'eau permet la décantation des particules denses comme le sable.

Nous avons choisi un dessableur-déshuileur rectangulaire avec un pont racleur pour une meilleure utilisation de l'espace, doté de deux lignes de traitement comprenant une zone d'aération et une zone de tranquillisation. Une pompe sur le pont extrait les sables tandis que les huiles sont raclées vers une fosse.

• Condition de dimensionnement

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

$$\frac{H}{V_s} \geq \frac{V}{Q} = \frac{H \times L \times l}{V_e \times l \times H} \Rightarrow \frac{V_e}{V_s} \geq \frac{L}{H} \quad (V.7)$$

Où :

- V_e : la vitesse horizontale ou vitesse d'écoulement ($0,2 < V_e < 0,5$ m/s)
 - $V_s = V_{asc} = C_H$: Vitesse de sédimentation (vitesse ascensionnelle ou la charge hydraulique superficielle) avec : $15 < C_H < 30$ m³/m²/h [67]
 - L : Longueur du bassin
 - l : Largeur du bassin avec $L/l = (2 \text{ à } 5)$
 - H : Profondeur du bassin. $H = (1 - 2,5)$ m [15]
 - V : Volume du bassin
 - t_s : Le temps de séjour; compris entre 3 à 10 minutes au débit de pointe [67]
- Les critères de dimensionnement choisis sont les suivants :

$$t_s = 10 \text{ min} \quad \text{et} \quad C_H = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

$$H = 2,5 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{L}{l} = 2$$

• **Volume du bassin de dessableur-déshuileur**

$$\begin{aligned} V &= Q_{\text{ptp}} \times t_s & \text{(V.8)} \\ &= \frac{1102.3}{60} \times 10 = 183.72 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

• **Surface horizontale du bassin**

$$\begin{aligned} S_H &= \frac{V}{H} & \text{(V.9)} \\ &= \frac{183.72}{2.5} = 73.49 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

• **La largeur et la longueur du bassin**

$$\begin{aligned} l &= \sqrt{\frac{S_H}{2}} & \text{(V.10)} \\ &= \sqrt{\frac{73.49}{2}} = 6.06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Donc la longueur est : } L = 2 \times l = 2 \times 6.06 = 12.12 \text{ m}$$

• **La surface verticale du bassin**

$$\begin{aligned} A &= H \times l & \text{(V.11)} \\ &= 2,5 \times 6.06 = 15.15 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

• **Vérification de l'inégalité**

$$\text{On opte pour } V_e = 0,3 \text{ m/s} \quad \text{donc} \quad \frac{V_e}{V_s} = \frac{0,3 \times 3600}{25} = 43,23$$

$$\text{et} \quad \frac{L}{H} = \frac{12.12}{2,5} = 4,85, \quad \text{d'où la condition est vérifiée.}$$

• **La quantité d'air à injecter**

Une quantité d'air est nécessaire afin de permettre l'aération ainsi que la remontée des huiles en surface. Cette quantité varie de 1 à 1.5 m³ d'air/m³ d'eau à traiter [52].

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= V_{\text{air}} \times Q_{\text{ptp}} & \text{(V.12)} \\ &= 1.5 \times 1102.3 = 1653 \text{ m}^3 \text{ d'air/h} \end{aligned}$$

- q_{air} : Débit d'air à injecter (m^3/h)
- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie
- V_{air} : Volume d'air à injecter (m^3)
- **Quantité des matières éliminées par le dessableur** : Les MES contiennent 30% de MMS (matières minérales en suspension) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), donc on opte sur la formule suivante :

$$\text{MES} = 70\% \text{MVS} + 30\% \text{MMS} \quad (\text{V.13})$$

La charge à l'entrée du dessableur est de : $L_{\text{MES}} = 4116.76 \text{ Kg/j}$

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

$$\begin{aligned} \text{MVS} &= 0,7 \times \text{MES} \\ &= 0,7 \times 4116.76 = 2881.73 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.14})$$

- **Les matières minérales contenues dans les MES :**

$$\begin{aligned} \text{MMS} &= 0,3 \times \text{MES} \\ &= 0,3 \times 4116.76 = 1235.03 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.15})$$

- **Les matières minérales éliminées** : le dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales [29] d'où :

$$\begin{aligned} \text{MMS}_e &= 0,7 \times \text{MMS} \\ &= 0,7 \times 1235.03 = 864.52 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.16})$$

- **Les matières minérales à la sortie du dessableur :**

$$\begin{aligned} \text{MMS}_s &= \text{MMS} - \text{MMS}_e \\ &= 1235.03 - 864.52 = 370.51 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.17})$$

- **Les MES à la sortie du dessableur :**

$$\begin{aligned} \text{MES}_s &= \text{MMS}_s + \text{MVS} \\ &= 370.51 + 2881.73 = 3252.24 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.18})$$

- **Estimation de la quantité de sable**

La quantité de sable extraite du dessableur est d'environ 5 à 12 l/EH/an[57], d'où :

$$Q_{\text{sable}} = \frac{12 \times 84948}{365 \times 1000} = 2.793 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Production de la graisse**

La quantité de graisse produite du déshuileur est d'environ 10 l/EH/an[57], soit :

$$Q_{\text{graisse}} = \frac{10 \times 84948}{365 \times 1000} = 2.327 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.1.2.1 Horizon 2054 (extension)

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

$$\begin{aligned} Q_{\text{ptp}} &= Q_{\text{ptp},2054} - Q_{\text{ptp},2039} \\ &= 3057.12 - 2204.61 = 852.51 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned} \quad (\text{V.19})$$

On prend :

- $V_e = 0,3 \text{ m/s}$
- $V_s = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$
- $H = 2,5 \text{ m}$
- $t_s = 10 \text{ minutes}$

- **Volume du bassin de dessableur–déshuileur**

$$\begin{aligned} V &= Q_{\text{ptp}} \times t_s & (\text{V.20}) \\ &= \frac{852.51}{60} \times 10 = 142.09 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- **Surface horizontale du bassin**

$$\begin{aligned} S_H &= \frac{V}{H} & (\text{V.21}) \\ &= \frac{142.09}{2.5} = 56.84 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- **La largeur et la longueur du bassin**

$$\begin{aligned} l &= \sqrt{\frac{S_H}{2}} & (\text{V.22}) \\ &= \sqrt{\frac{56.84}{2}} = 5.33 \text{ m} \end{aligned}$$

- **La surface verticale du bassin**

$$\begin{aligned} A &= H \times l & (\text{V.23}) \\ &= 2,5 \times 5.33 = 13.33 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Donc la longueur est : $L = 2 \times l = 2 \times 5.33 = 10.66 \text{ m}$

- **Vérification de l'inégalité**

On opte pour $V_e = 0,3 \text{ m/s}$ donc $\frac{V_e}{V_s} = \frac{0,3 \times 3600}{25} = 43,2$

et $\frac{L}{H} = \frac{10.66}{2,5} = 4.26$ d'où la condition est vérifiée.

- **La quantité d'air à injecter**

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= V_{\text{air}} \times Q_{\text{ptp}} & (\text{V.24}) \\ &= 2.5 \times 852.51 = 1278.77 \text{ m}^3 \text{ d'air/h} \end{aligned}$$

- **Charges à l'entrée (Horizon 2054)**

$$\begin{aligned} MES &= MES_{2054} - MES_{2039} & (\text{V.25}) \\ &= 5832.75 - 4116.75 = 1716 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{MVS} &= 0,7 \times \text{MES} & (\text{V.26}) \\ &= 0,7 \times 1716 = 1201.2 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES :

$$\begin{aligned} \text{MMS} &= 0,3 \times \text{MES} \\ &= 0,3 \times 1716 = 514.8 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.27})$$

- Les matières minérales éliminées :

$$\begin{aligned} \text{MMS}_e &= 0,7 \times \text{MMS} \\ &= 0,7 \times 514.8 = 360.36 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.28})$$

- Les matières minérales à la sortie du dessableur :

$$\begin{aligned} \text{MMS}_s &= \text{MMS} - \text{MMS}_e \\ &= 514.8 - 360.36 = 154.44 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.29})$$

- Les MES à la sortie du dessableur :

$$\begin{aligned} \text{MES}_s &= \text{MMS}_s + \text{MVS} \\ &= 154.44 + 1201.2 = 1355.64 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.30})$$

- Estimation de la quantité de sable

$$Q_{\text{sable}} = \frac{12 \times (120357 - 84948)}{365 \times 1000} = 1.09 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Production de la graisse

$$Q_{\text{graisse}} = \frac{10 \times (120357 - 84948)}{365 \times 1000} = 0.91 \text{ m}^3/\text{j}$$

Conclusion : Le dessableur-déshuileur est donc assuré par deux bassins de type rectangulaire avec les dimensions résumées dans le tableau ci-dessous, sachant que la quantité de MES après le dessableur est de :

- Horizon 2039 :

$$\text{MES}_s = 3252.24 \text{ Kg/j}$$

- Horizon 2054 :

$$\text{MES}_s = 4607.87 \text{ Kg/j} \quad (\text{extesion : } 1355.64 \text{ Kg/j})$$

Tableau V.6 : Résultats de calcul du dessableur-déshuileur

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Volume du bassin de dessableur-déshuileur (V)	m^3	183.72	142.09
Surface horizontale du bassin (S_H)	m^2	73.49	56.84
Largeur du bassin (l)	m	6.06	5.33
Longueur du bassin (L)	m	12.12	10.66
Surface verticale du bassin (A)	m^2	15.15	13.33
Quantité d'air à injecter (Q_{air})	$\text{m}^3 \text{ d'air/h}$	1653	1278.77
Les matières minérales en suspension (MMS)	Kg/j	1235.03	514.8
Les matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	2881.73	1201.2

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Les matières minérales éliminées (MMS_e)	Kg/j	864.52	360.36
Les matières minérales à la sortie de l'ouvrage (MMS_s)	Kg/j	370.51	154.44
Les matières en suspension à la sortie de l'ouvrage (MES_s)	Kg/j	3252.24	1355.64
Quantité de sable extraite (Q_{sable})	m^3/j	2.793	1.16
Production de graisse ($Q_{graisse}$)	m^3/j	2.327	0.97
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Surface horizontale totale	m^2	146.98	56.84
Surface verticale totale	m^2	30.30	13.33
Volume totale	m^3	367.44	142.09

Remarque : Comme nous l'avons calculé précédemment, le rendement d'élimination à la DBO_5 (voir § IV.4.1.1) dépasse les 90%. Nous sommes donc en présence d'un traitement biologique à faible charge (voir § II.1.3.4). Cela suggère également que le décanteur primaire pourrait ne pas être nécessaire, étant donné que nous avons affaire à un traitement à faible charge.

V.2 Traitement Secondaire

Le traitement biologique utilisé est de type boues activées à faible charge. Ce bassin biologique reçoit des eaux usées prétraitées qui comprennent :

- Zone de contact ;
- Zone d'anoxie ;
- Bassin d'aération ;
- Zone de dégazage.

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

- Charge Massique :

$$0.08 \leq C_m \leq 0.25$$

- Charge Volumique :

$$0.35 \leq C_v \leq 0.6$$

Pour le dimensionnement des réacteurs biologiques, les paramètres suivants sont considérés :

- Charge massique : $C_m = 0,14 \text{ KgDBO}_5/\text{KgMVS}$
- Concentration des boues en MVS : $[X_a] = 3 \text{ g/l}$

V.2.1 Zone d'Anoxie

La position de la zone d'anoxie, placée en tête, permet d'utiliser la totalité des eaux usées comme source de carbone et d'assurer, au stade suivant aérobie, la nitrification et l'élimination de la pollution carbonée. Par les recirculations des boues de retour et complémentaire, une fraction importante des nitrates sortant de la zone aérobie est renvoyée en tête d'installation pour être dénitrifiées [31].

Le calcul du volume du zone d'anoxie est régi par l'équation suivante [15, 67] :

$$V_{\text{anoxie}} = \frac{N_{\text{à nitrifier}} \times 1000}{C_d \times [X_a] \times 24} \quad (\text{V.31})$$

- C_d : La cinétique de dénitrification est exprimée en grammes de NO_3 par kilogramme de MVS par heure ($\text{gNO}_3/\text{KgMVS/h}$). Cette cinétique de dénitrification est estimée en fonction du rapport NTK/DBO_5 . Dans notre cas, ce rapport est égal à 0,21, ce qui implique que $C_d = 2,7 \text{ gNO}_3/\text{KgMVS/h}$. [67]
- $N_{\text{à nitrifier}}$: Quantité d'azote à nitrifier
- **Bilan d'Azote [57]**

$$N_{\text{à nitrifier}} = \text{NTK}_{\text{entrée}} - \text{NTK}_{\text{assimilé}} - \text{NTK}_{\text{rejeté}} \quad (\text{V.32})$$

- $\text{NTK}_{\text{entrée}}$: Charge d'azote KJELDAHL apportée par l'eau brute ;
- $\text{NTK}_{\text{assimilé}}$: Charge d'azote KJELDAHL assimilée essentiellement par les bactéries, égale à 5% de la DBO_5 éliminée dans le bassin biologique ;
- $\text{NTK}_{\text{rejeté}}$: Charge d'azote KJELDAHL rejetée avec l'eau épurée. Sachant que :

$$[\text{NTK}]_{\text{rejeté}} = \begin{cases} 7 - 8 \text{ mg/l si } [\text{NGL}]_{\text{ET}} < 20 \text{ mg/l} \\ 3 - 4 \text{ mg/l si } [\text{NGL}]_{\text{ET}} < 10 \text{ mg/l} \end{cases} \quad (\text{V.33})$$

Dans notre cas : $[\text{NGL}]_{\text{ET}} < 10 \text{ mg/l}$, on prend $[\text{NTK}]_{\text{rejeté}} = 3 \text{ mg/l}$.

$$\text{NTK}_{\text{assimilé}} = 5\% \cdot L_e \quad (\text{V.34})$$

$$\text{NTK}_{\text{assimilé}} = 0.05 \times 3222.76 = 161.14 \text{ Kg/j}$$

$$\text{NTK}_{\text{rejeté}} = [\text{NTK}]_{\text{rejeté}} \times Q_{\text{moyj}} \quad (\text{V.35})$$

$$\text{NTK}_{\text{rejeté}} = 3 \times 10^{-3} \times 10193.78 = 30.58 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$N_{\text{à nitrifier}} = 588.08 - 161.14 - 30.58 = 396.36 \text{ Kg/j}$$

Remarque : Dans le dimensionnement du bassin d'anoxie, nous avons considéré que la quantité d'azote à dénitrifier est la même que celle de l'azote à nitrifier [57].

- **Temps de séjour [57]**

$$t_s = \frac{N_{\text{à nitrifier}} \times 1000}{C_d \times X_a} \quad (\text{V.36})$$

$$= \frac{396.36 \times 1000}{2.7 \times 25204.13} = 4.8 \text{ h}$$

- **Volume de la zone d'anoxie**

$$V_{\text{anoxie}} = \frac{396.36 \times 1000}{2.7 \times 3 \times 24} = 2038.89 \text{ m}^3$$

De la même manière, nous avons effectué les calculs pour l'horizon 2054, Sachant que :

$$\begin{aligned} \text{NTK} &= \text{NTK}_{2054} - \text{NTK}_{2039} \\ &= 833.21 - 588.21 = 245.13 \text{ Kg/j} \end{aligned} \quad (\text{V.37})$$

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Résultats de calcul du bassin d'anoxie

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Charge d'azote Kjeldahl apportée par l'eau brute ($NTK_{\text{entrée}}$)	kg/j	588,08	245,13
Charge d'azote Kjeldahl assimilée ($NTK_{\text{assimilé}}$)	kg/j	161,14	67,17
Charge d'azote Kjeldahl rejetée ($NTK_{\text{rejeté}}$)	kg/j	30,58	12,75
Quantité d'azote à nitrifier ($N_{\text{à nitrifier}}$)	kg/j	396,36	165,21
Quantité d'azote à dénitrifier ($N_{\text{à dénitrifier}}$)	kg/j	396,36	165,20
Temps de séjour (t_s)	h	4,8	4,8
Volume de la zone d'anoxie (V_{anoxie})	m ³	2038,89	849,87

V.2.2 Bassin d'aération

Le bassin d'aérobie joue un rôle essentiel dans l'élimination de la pollution carbonée et la nitrification. Les bactéries hétérotrophes dégradent la pollution carbonée, tandis que les bactéries autotrophes convertissent l'azote ammoniacal en nitrate.

La station est dotée de deux (02) bassins d'aération identiques, alimentés avec les eaux usées issues des zones de contact.

• Charge Massique

$$C_m = \frac{Q \cdot [\text{DBO}_5]}{V_{\text{BA}} \cdot [X_a]} \quad (\text{V.38})$$

où :

- Q : Débit journalier entrant dans le bassin d'aération (m³/j).
- $[\text{DBO}_5]$: Concentration moyenne en DBO₅ de l'influent à l'entrée du bassin d'aération (mg/l).
- V_{BA} : Volume du bassin d'aération (m³).
- $[X_a]$: Concentration en MVS des boues dans le bassin d'aération (g/l).

• Charge Volumique

$$\begin{aligned} C_v &= \frac{Q \cdot [\text{DBO}_5]}{V_{\text{BA}}} = C_m \cdot [X_a] \\ &= 0.14 \cdot 3 = 0.42 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j} \end{aligned} \quad (\text{V.39})$$

• Volume du bassin d'aération

$$\begin{aligned} V_{\text{BA}} &= \frac{L_{\text{DBO}_5}}{C_v} \\ &= \frac{3528.58}{0.42} = 8401.39 \text{ m}^3 \end{aligned} \quad (\text{V.40})$$

Sachant que nous avons deux bassins d'aération donc :

$$V_{u,\text{BA}} = 4200.69 \text{ m}^3$$

• Surface horizontale du bassin d'aération

$$S_H = \frac{V_{u,\text{BA}}}{H} \quad (\text{V.41})$$

Remarque : La hauteur du bassin est généralement prise entre 3 et 5 m. Dans ce cas, on choisit $H = 4.5$ m, et on suppose que $L = 2l$, où L est la longueur du bassin (m) et l est la largeur du bassin (m)[69].

Donc :

$$S_H = \frac{4200.69}{4.5} = 933.49m^3$$

• **La largeur et la longueur du bassin**

Sachant que :

$$S_H = L \times l = 2 \times l^2 \quad \rightarrow \quad l = \sqrt{\frac{S_H}{2}} \quad (V.42)$$

$$l = \sqrt{\frac{933.49}{2}} = 21.6m$$

Donc la longueur du bassin est : $L = 2 \cdot l = 21.6 \cdot 2 = 43.21m$

• **Masse des boues dans le bassin d'aération**

$$\begin{aligned} X_a &= [X_a] \times V_{BA} \\ &= 3 \times 8401.38 = 25204.13 \text{ Kg} \end{aligned} \quad (V.43)$$

• **Temps de séjour**

– Pour le débit moyen horaire :

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{V}{Q_{\text{moyh}}} \\ &= \frac{8401.38}{424.78} = 19.78 \text{ h} \end{aligned} \quad (V.44)$$

– Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$\begin{aligned} t_s &= \frac{V}{Q_{\text{ptp}}} \\ &= \frac{8401.38}{2204.61} = 3.81 \text{ h} \end{aligned} \quad (V.45)$$

Tableau V.8 : Caractéristique du bassin d'aération

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Volume unitaire ($V_{u,BA}$)	m^3	4200,69	3501.94
Surface unitaire (S_H)	m^2	933.49	778.21
Largeur du bassin (l)	m	21.6	19.73
Longueur du bassin (L)	m	43.21	39.45
Masse des boues dans le bassin d'aération (X_a)	Kg	25204,13	10505.83
Temps de séjour moyen horaire (t_s)	h	19,78	19.78
Temps de séjour de pointe en temps de pluie (t_s)	h	3,81	4.11
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Volume totale (V_{BA})	m^3	8401,39	3501.94
Surface totale (S_H)	m^2	1866.97	778.21

• **Besoin théorique en oxygène**

Les besoins théoriques journaliers en oxygène est donné par les formule suivante [15] :

$$q_{O_2}(kgO_2/j) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a + 4.3 \cdot N_{nit} - 2.85 \cdot c' \cdot N_{dénit} \quad (V.46)$$

où :

- q_{jO_2} : besoin théorique journalier en oxygène.
- $q_{O_{2p}}$: besoin théorique horaire en oxygène en temps diurne ($T_d = 16h$).
- L_e : DBO₅ 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' : 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.
- c' : Fraction d'O₂ récupérée par dénitrification (entre 60-70%)
- $N_{dénit}$: quantité d'azote à dénitrifier.

Le Tableau V.9 donne les valeurs de a' et b' en fonction de la charge massique :

Tableau V.9 : Valeurs de a' et b' en fonction de la charge massique [19]

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 $C_m = 0,14$ alors d'après le tableau : $a' = 0,634$ et $b' = 0,074$.

$$\begin{aligned} q_{O_2} &= 0.634 \cdot 3222.76 + 0.074 \cdot 25204.13 + 4.3 \cdot 396.36 - 2.85 \cdot 0.7 \cdot 396.36 \\ &= 4889.59 \text{ kg O}_2/j \end{aligned}$$

• **La quantité horaire d'oxygène**

$$\begin{aligned} q_{O_2,h} &= \frac{q_{O_2}}{24} \\ &= \frac{4889.59}{24} = 203.73 \text{ kg O}_2/h \end{aligned} \quad (V.47)$$

• **La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin**

$$\begin{aligned} q_{O_2, m^3} &= \frac{q_{O_2}}{V_{BA}} \\ &= \frac{4889.59}{8401.38} = 0.582 \text{ kg O}_2/m^3 \end{aligned} \quad (V.48)$$

- **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.

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \quad (\text{V.49})$$

$$= \frac{4889.59}{0.8 \times 0.8} = 7640.61 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

- q_{O_2} : Besoin théorique en oxygène
- α et β : Rapports des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre ($\alpha = \beta = 0,8$)[8, 24].

Tableau V.10 : Besoins en oxygène

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Besoin théorique en oxygène (q_{O_2})	kgO ₂ /j	4889,59	2037,90
Quantité horaire d'oxygène ($q_{O_2,h}$)	kgO ₂ /h	203,73	84,91
Quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin (q_{O_2,m^3})	kgO ₂ /m ³	0,582	0,582
Besoin réel en oxygène ($q_{O_2,réel}$)	kgO ₂ /j	7640,61	3184,22

V.2.2.1 Choix du Système d'Aération

La différence entre les systèmes d'aération réside essentiellement dans le mode d'introduction de l'air :

- **Aération par insufflation d'air (air comprimé)** : L'insufflation d'air dans l'eau se fait à différentes profondeurs du bassin. L'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
- **Aération de surface** : Ce système utilise des aérateurs qui créent une zone de turbulence à la surface de l'eau. L'air est injecté au niveau de cette zone de turbulence. Le choix du système d'aération est généralement porté sur l'aération de surface car c'est le système le plus utilisé et il présente plusieurs avantages tels que :
 - La simplicité de l'installation et de l'utilisation ;
 - Leur rendement énergétique ;
 - Leur capacité de brassage.

V.2.2.2 Calcul des Caractéristiques de l'Aérateur

- **La puissance de l'aération nécessaire**

L'apport spécifique en oxygène varie de 1,5 à 2,0 KgO₂/kWh. Dans la littérature, la puissance spécifique des aérateurs est de 3 à 5 W/m³. Nous adoptons une puissance spécifique de l'aérateur de 5 W/m³[15].

$$E_n = \frac{q_{O_2\text{réel p}}}{E_a} \quad (\text{V.50})$$

- E_n : puissance de l'aération nécessaire ;
- $q_{O_2\text{réel p}}$: besoin réel en oxygène en temps diurne (Kg/h) ;
- E_a : quantité d'oxygène par unité de puissance (on choisit 1,5 KgO₂/KWh).

$$E_n = \frac{318.36}{1.5} = 212.24 \text{ KW}$$

- **La puissance de brassage**

La puissance spécifique absorbée (P_a) pour les aérateurs de surface est de 70 à 80 W/m² [19]

$$E_b = S_h \times P_a \quad (\text{V.51})$$

$$E_b = 933.49 \times 70 = 65.34 \text{ KW}$$

- **Nombre d'aérateur**

$$n = \frac{E_n}{E_b} \quad (\text{V.52})$$

$$n = \frac{212.24}{65.34} = 3.25$$

On adopte 4 aérateurs pour chaque bassin d'aération.

Tableau V.11 : Caractéristiques des aérateurs

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Puissance de l'aération nécessaire (E_n)	KW	212.24	88.45
Puissance de brassage (E_b)	KW	65.34	54.47
Nombre d'aérateurs (n)	U	4	2

- **Quantité des boues en excès**

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de DBO₅ 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 [24] :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \cdot L_e - b_m \cdot X_a - X_{\text{eff}} \quad (\text{V.53})$$

Avec :

- X_{\min} : boues minérales (30% de MES)
- X_{dur} : boues difficilement biodégradables (30% des MVS)
- a_m : coefficient de rendement cellulaire (0,6 cellules formées /g DBO₅ éliminées)
- L_e : quantité de DBO₅ à éliminer (kg/j)
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène (0,074)
- $b_m = \frac{b'}{1,42}$: fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène
- X_a : masse totale de MVS dans le bassin (kg)
- X_{eff} : fuite de MES avec l'effluent (30 mg/l)

Charge journalière en MES à la sortie du dessableur-déshuileur : 3252,24 kg/j

$$X_{\min} = 0,30 \times 3252,24 = 975,67 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \times (0,7 \times 3252,24) = 683,97 \text{ kg/j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,6 \times 3222,76 = 1933,66 \text{ kg/j}$$

$$b_m \cdot X_a = \frac{0,074}{1,42} \times 25204,13 = 1311,36 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \times 3252,24 = 97,57 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$\begin{aligned} \Delta X &= 975,67 + 683,97 + 1933,66 - 1311,36 - 97,57 \\ &= 2184,37 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

- Taux de recyclage [24, 19]

$$R = \frac{100 \times [X_a]}{[X_m] - [X_a]} \quad (\text{V.54})$$

d'où X_m est la concentration de boues en excès (Kg/m^3) et est défini comme [69] :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{V.55})$$

L'indice de Molhman indique la bonne décantabilité des boues si elle se trouve entre 80 et 150 (on prend $I_m = 120 \text{ ml/g}$).

$$X_m = \frac{1200}{120} = 10 \text{ Kg/m}^3$$

$$R = \frac{100 \times 3}{10 - 3} = 42.86\%$$

- Débit de boues en excès

$$Q_{\text{bexcès}} = \frac{\Delta X}{[X_m]} \quad (\text{V.56})$$

$$= \frac{2184.37}{10} = 218.437 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Débit spécifique par m^3 de bassin

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V_{BA}} \quad (\text{V.57})$$

$$= \frac{2184.37}{8401.38} = 0.26 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

- Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \quad (\text{V.58})$$

$$= \frac{25204.13}{2193.65} = 11.55 \text{ Jours}$$

Tableau V.12 : Bilan des boues

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	2184.43	909.22
Taux de recyclage (R)	%	42.86	42.86
Débit de boues en excès ($Q_{\text{bexcès}}$)	m^3/j	218.443	90.928
Débit spécifique par m^3 de bassin (q_{sp})	$\text{Kg/m}^3/\text{j}$	0.26	0.26
Âge des boues (A_b)	Jours	11.55	11.55
Indice de Molhman (I_m)	mL/g	120	120
Concentration en MES (X_m)	Kg/m^3	10	10

V.2.3 Ouvrages Annexes

V.2.3.1 Zone de Contact

Placée en amont de chaque bassin biologique. Elle a pour fonction de mettre la boue recirculée en contact avec la charge de pollution, ce qui augmente la teneur en substrat disponible pour les microorganismes. Cette action favorise la croissance de germes non filamenteux et améliore l'indice de boues et assurer l'équilibre nutritionnel dans le bassin d'aération [67]

La zone de contact a été introduite avant chaque bassin biologique. Cette zone reçoit la moitié des eaux prétraitées et une partie des boues recirculées.

Le volume de la zone de contact est obtenu par :

$$V_{z \text{ contact}} = \frac{(Q_{\text{ptp}} + Q_{\text{reci}})}{60} \cdot t_s \quad (\text{V.59})$$

Avec :

- Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie ;
- Q_{reci} : débit moyen de boues recirculé ;
- t_s : temps de séjour variant de 10 à 20 minutes (On prend : $t_s = 10$ min) [20, 15].

La surface de la zone de contact est obtenue par :

$$S_h = \frac{V_{z \text{ contact}}}{H} \quad (\text{V.60})$$

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Résultats de calcul de la zone de contact

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /h	2204,61	852,51
Temps de séjour (t_s)	min	10	10
Débit de recirculation des boues (Q_{reci})	m ³ /h	944,833	365,363
Hauteur (H)	m	4,5	4,5
Volume totale ($V_{z \text{ contact}}$)	m ³	228,26	90,40
Surface totale (S_h)	m ²	50,72	20,09
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Volume unitaire	m ³	114,13	90,40
Surface unitaire	m ²	25,36	20,09

V.2.3.2 Zone de Dégazage

Le dégazeur, positionné en amont du décanteur, est un composant crucial pour éliminer les bulles présentes dans le mélange eau/boue. Ces bulles sont principalement générées par la formation de gaz lors des réactions en aérobie ou anoxie, en particulier avec la présence d'azote gazeux. L'objectif du dégazeur est d'assurer le bon fonctionnement du décanteur, en évitant toute remontée non désirée de boues dans le clarificateur [15].

Une zone de dégazage (de type circulaire) a été conçue pour chaque bassin biologique, positionnée en aval. Cette zone est spécialement conçue pour gérer les débits de pointe, avec une charge hydraulique de 40 m³/m²/h au débit de pointe [15]. Elle prend en compte la totalité des débits qui y transitent, y compris les eaux usées et le débit de recirculation des boues.

La surface (notée $S_{\text{dégazeur}}$) et le volume de la zone de dégazage (noté $V_{\text{dégazeur}}$) sont déterminés par les formules suivantes [67] :

- **Surface du dégazeur**

$$S_{\text{dégazeur}} = \frac{Q_R + Q_{\text{ptp}}}{C_H} \quad (\text{V.61})$$

- **Volume du dégazeur**

$$V_{\text{dégazeur}} = S_{\text{dégazeur}} \times t_s \quad (\text{V.62})$$

où :

- t_s : Temps de séjour dans la zone de dégazage (estimé à 2.5 min) [59]

Les résultats de calcul obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Résultats de calcul de la zone de dégazage

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	m ³ /h	2204,609	852,513
Débit de recirculation des boues (Q_R)	m ³ /h	944,833	365,363
Charge hydraulique (C_H)	m ³ /m ² /h	40	40
Surface unitaire du ($S_{\text{dégazeur}}$)	m ²	39,37	30,45
Temps de séjour (t_s)	min	2,5	2,5
Volume du dégazeur ($V_{\text{dégazeur}}$)	m ³	98,42	76,12
Hauteur (H)	m	2,5	2,5
Diamètre (D)	m	7,080	6,226
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Surface totale	m ²	78,74	30,45
Volume totale	m ³	196,84	76,12

V.3 Clarificateur

Le clarificateur est un ouvrage situé à la sortie du bassin d'aération. Il remplit trois fonctions principales : la séparation de la boue et de l'eau épurée, une seconde épaissement, qui permet par la suite une recirculation de boues concentrées vers le bassin d'aération ou la zone de contact, et assure un stockage temporaire des boues.

Nous avons choisi un clarificateur de type circulaire qui est alimenté par les eaux issues des zones de dégazage.

Données de base [15] :

- La hauteur d'eau est de 3,5 m ;
- Le temps de séjour : $t_s = 1,5$ h.

- **Volume unitaire du clarificateur**

$$V = Q_{\text{ptp}} \cdot t_s \quad (\text{V.63})$$

$$= 1102.3045 \times 1.5 = 1653.46 \text{ m}^3$$

- **Surface unitaire du clarificateur**

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{V.64})$$

$$= \frac{1653.46}{3.5} = 472.42 \text{ m}^2$$

- **Diamètre du clarificateur**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \quad (\text{V.65})$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 472.42}{3.14}} = 24.52 \text{ m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Résultats de calcul du clarificateur

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Hauteur du clarificateur (H)	m	3.5	3.5
Temps de séjour (t_s)	h	1,5	1,5
Volume unitaire de clarificateur (V)	m ³	1653.46	1278.77
Diamètre du clarificateur (D)	m	24.53	21.57
Surface unitaire du clarificateur (S)	m ²	472.42	365.36
Nombre d'ouvrages adoptés	U	2	1
Surface totale	m ²	944.83	365.36
Volume totale	m ³	3306.91	1278.77

V.4 Traitement des boues

Une fois la décantation réalisée dans le clarificateur, les boues extraites vont être traitées et valorisées. Le traitement des boues consiste en plusieurs étapes qui peuvent être placées différemment en fonction des propriétés des boues existantes et de leur utilisation future.

La filière boues est caractérisée par les opérations suivantes :

V.4.1 Épaississement

La première étape du traitement des boues est une opération délicate qui vise à faciliter la séparation des phases solide et liquide. Cette étape cruciale se déroule dans un silo spécialement conçu, placé en hauteur. Les boues sont amenées à s'écouler par gravité à travers ce silo, qui est positionné au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable. Cette configuration permet aux particules solides de se déposer, tandis que l'eau s'écoule plus librement.

L'épaississeur reçoit des boues d'une concentration de 10 kg/m³ et d'une quantité totale journalière :

- **Horizon 2039** : $\Delta X = 2181,28 \text{ kg/j}$
- **Horizon 2054** : $\Delta X = 909,22 \text{ kg/j}$

Le débit journalier des boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues en excès, tel que :

$$Q_{\text{bexcès}} = \frac{\Delta X}{[X_a]} \quad (\text{V.66})$$

- **Horizon 2039** : $Q_{\text{bexcès}} = 218,128 \text{ m}^3/\text{j}$
- **Horizon 2054** : $Q_{\text{bexcès}} = 90,922 \text{ m}^3/\text{j}$

- **Volume de l'épaississeur**

Le temps de séjour t_s est compris entre 2 à 10 jours, on prend $t_s = 2$ jours

$$V_{\text{épaississeur}} = Q_{\text{bexcès}} \times t_s \quad (\text{V.67})$$

- **Surface de l'épaississeur**

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

$$S_e = \frac{V}{H} \quad \text{et} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times S_e}{\pi}} \quad (\text{V.68})$$

- **Hauteur du cône [57]**

$$H_c = D \times 0.15 \quad (\text{V.69})$$

- **Volume du cône**

$$V_c = S_e \times H_c \cdot \frac{1}{3} \quad (\text{V.70})$$

- **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 20 à 30 g/L [67, 20]. On adopte une concentration de 30 g/l.

- **Débit des boues épaissies**

$$Q_{\text{épaissi}} = \frac{\Delta X}{[X_s]} \quad (\text{V.71})$$

Tableau V.16 : Résultats de calcul de l'épaississeur

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Quantité des boues à extraire (ΔX)	KgMES/j	2181,28	909,22
Débit journalier des boues en excès ($Q_{\text{bexcès}}$)	m ³ /j	218,13	90,92
Volume de l'épaississeur ($V_{\text{épaississeur}}$)	m ³	436,26	181,84
Surface de l'épaississeur (S_e)	m ²	124,65	51,96
Diamètre (D)	m	12,60	8,13
Hauteur du cône (H_c)	m	1,89	1,22
Volume du cône (V_c)	m ³	78,53	21,12
Débit des boues épaissies ($Q_{\text{épaissi}}$)	m ³ /j	72,71	30,31

Remarque : Dans un traitement à faible charge, l'utilisation d'un digesteur n'est pas recommandée. En l'absence de traitement primaire, les boues primaires, riches en matières organiques et qui ont un pouvoir fermentescible nécessaire pour une digestion efficace, ne sont pas produites en quantité suffisante.

V.4.2 Déshydratation Mécanique

Une fois épaissies, les boues sont évacuées par pompage vers une étape de déshydratation mécanique. Cette déshydratation permet de continuer l'épaississement jusqu'à obtenir une consistance pâteuse. Pour notre processus, nous avons opté pour un filtre à bande. Ce choix implique l'ajout de polymère.

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 épaissies est de 20 à 30 g/L [67, 15].

On admet une capacité de filtration de la machine de déshydratation de 100 kg MS/h pour une largeur de bande de 2 m. La concentration des boues épaissies est de 30 g/L. Pour une machine automatisée, le temps de fonctionnement est compris entre 8 à 12 heures par jour [67].

- **Débit de déshydratation :**

$$Q_{\text{déschy}} = Q_{\text{épaissi}} \quad (\text{V.72})$$

- **Débit par temps de fonctionnement :**

$$Q_{\text{déschy/h}} = \frac{Q_{\text{déschy}}}{t_f} \quad (\text{V.73})$$

où t_f est le temps de fonctionnement journalier.

Tableau V.17 : Résultats de calcul de la déshydratation mécanique

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Quantité des boues à extraire (ΔX)	kg MES/j	2181,28	909,22
Débit des boues épaissies ($Q_{\text{épaissi}}$)	m ³ /j	72,71	30,31
Capacité de filtration	kg MS/m/h	100	100
Bande transporteuse	/	1	1
Largeur de bande	m	2	2
Temps de fonctionnement (t_f)	h/j	12	12
Débit de déshydratation par temps de fonctionnement ($Q_{\text{déschy/h}}$)	m ³ /h	6,06	2,53

V.4.3 Lit de séchages

Pour calculer le volume du lit de séchage, nous nous sommes basés sur les critères de conception suivantes [71] :

- 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 m.

Nous avons choisi les dimensions suivantes : $L = 30, \text{ m}$; $l = 8, \text{ m}$; $e = 0,3, \text{ m}$.

- **Volume d'un lit :**

$$V_{\text{lit}} = L \times l \times e = 30 \times 8 \times 0,3 = 72, \text{ m}^3 \quad (\text{V.74})$$

- **Volume des boues étalées par lit et par an :** Il est généralement admis que chaque lit est utilisé 12 fois par an, donc

$$V_{\text{an}} = 12 \times V_{\text{lit}} = 12 \times 72 = 864, \text{ m}^3 \quad (\text{V.75})$$

- **Volume des boues à extraire :**

$$V_{\text{Bextraites}} = Q_{\text{épaissi}} \quad (\text{V.76})$$

- **Volume des boues à sécher par an :**

$$V_{\text{BS}} = V_{\text{Bextraites}} \times 365 \quad (\text{V.77})$$

- **Nombre de lits nécessaire :**

$$N = \left\lceil \frac{V_{\text{BS}}}{V_{\text{an}}} \right\rceil \quad (\text{V.78})$$

- Surface d'un lit de séchage :

$$S_0 = L \times l = 30 \times 8 = 240, \text{m}^2 \quad (\text{V.79})$$

- Surface totale nécessaire :

$$S = S_0 \times N \quad (\text{V.80})$$

Tableau V.18 : Résultats de calcul des lits de séchage

Paramètres	Unité	Horizon 2039	Horizon 2054
Volume d'un lit (V_{lit})	m^3	72	72
Volume des boues étalées par lit et par an (V_{an})	m^3	864	864
Volume des boues à extraire ($V_{B\text{extraites}}$)	m^3/j	72,71	30,31
Volume des boues à sécher par an (V_{BS})	m^3	26539,15	11063,15
Nombre de lits nécessaire (N)	-	31	13
Surface d'un lit de séchage (S_0)	m^2	240	240
Surface totale nécessaire (S)	m^2	7440	3120

V.5 Traitement Tertiaire

Le traitement tertiaire adopté consisterait en une série d'étapes, comprenant le filtre à disque, et enfin, une désinfection finale par rayonnement UV. Ces eaux peuvent être réutilisées à des fins industrielles ou agricoles, en fonction des exigences du milieu et des normes de rejets.

La qualité des eaux après traitement tertiaire doit respecter des critères comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.19 : Qualité des eaux après traitement tertiaire

Paramètres	Valeur
DBO ₅	< 15 mg/L
DCO	< 60 mg/L
MES	≤ 10 mg/L
Nématodes intestinaux	Absence
Coliformes fécaux	< 100 UFC / 100 mL
(Source : ONA, 2023)	

V.5.1 Filtres à Disque

Les filtres à disques sont utilisés dans le traitement tertiaire pour éliminer les matières en suspension (MES) fines et les particules colloïdales [25]. Le principe repose sur la filtration mécanique à travers des disques rotatifs partiellement immergés, recouverts d'un média filtrant [73].

Les filtres à disques présentent plusieurs avantages, notamment une grande efficacité de filtration et une faible emprise au sol [83]. Ils sont particulièrement efficaces pour l'élimination des MES fines et des particules colloïdales, ce qui en fait une option attrayante pour les installations de traitement cherchant à améliorer la qualité de leurs effluents. Ils offrent également un entretien plus simple que les filtres à sable, tout en conservant une bonne efficacité de filtration [73].

Données de base :

- Vitesse de filtration (V_f) : 5 à 10 m/h [53] (On prend $V_f = 5$ m/h)
- Charge hydraulique superficielle (C_H) : 5 - 15 m/h [82] (On prend $C_H = 10$ m/h)
- Hauteur d'eau (H) : 1.5 m [20]
- Débit d'eau à traiter (Q_f) : 2204.6 m³/h
- Surface spécifique du média filtrant (S) (10^3 à 10^5 m²/m³) [49] : (On prend 4.5×10^3 m²/m³)
- Perméabilité du média filtrant (K) : 10^{-14} à 10^{-9} m² [1] (on prend $K = 10^{-12}$ m²)

• Surface de filtration

La surface totale de filtration (A) est calculée par la formule [20] :

$$S_H = \frac{Q_f}{C_H} = \frac{2204.6}{10} = 220.46 \text{ m}^2 \quad (\text{V.81})$$

- Q_f : Débit à traiter (m³/h)
- C_H : Charge hydraulique superficielle (m/h)

• Volume du bassin

Le volume d'ouvrage de filtration est calculé par la formule [20] :

$$\begin{aligned} Vol_F &= S_H \times H \\ &= 220.46 \times 1.5 = 330.69 \text{ m}^3 \end{aligned} \quad (\text{V.82})$$

• Perte de charge

La perte de charge dans un filtre à disque est estimée par l'équation de Darcy-Weisbach modifiée pour les milieux poreux [58] :

$$\Delta h = \frac{\mu \cdot L \cdot V_f}{K \cdot \rho \cdot g} \quad (\text{V.83})$$

- Δh : Perte de charge (m)
- μ : Viscosité dynamique du fluide (1.002×10^{-3} Pa · s à 20°C)
- L : Épaisseur du média filtrant [49] (on prend 2mm = 0.002 m)
- K : Perméabilité du média filtrant (10^{-12} m²) [1]
- ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

$$\begin{aligned} \Delta H &= \frac{1.002 \times 10^{-3} \times 0.002 \times 5}{10^{-12} \times 1000 \times 9.81 \times 3600} \\ &= 0.28 \text{ m} \end{aligned}$$

Pour l'horizon 2054 :

• Surface de filtration

$$\begin{aligned} S_H &= \frac{Q_f}{C_H} \\ &= \frac{852.51}{10} = 85.251 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (\text{V.84})$$

• Volume du bassin

$$\begin{aligned} Vol_F &= S_H \times H \\ &= 85.251 \times 1.5 = 127.877 \text{ m}^3 \end{aligned} \quad (\text{V.85})$$

V.5.2 Désinfection par Ultra-violet

La désinfection par ultraviolet vise à éliminer les micro-organismes pathogènes de l'eau, améliorant ainsi la qualité bactériologique pour divers usages. Ce procédé est avantageux car il ne nécessite ni stockage ni manipulation de produits chimiques, réduisant les coûts et les risques de toxicité. Les rayons UV, dont l'efficacité germicide est optimale à 254 nm, sont produits par des lampes à basse pression de 100 à 120 W, fournissant une dose de rayonnement cruciale pour l'inactivation des pathogènes [20].

- **Dose moyenne de la dose UV**

$$D = I \times t_c \quad (\text{V.86})$$

- D : La dose en UV ;
- I : Intensité moyenne de rayonnement, avec une valeur de 100 mw/cm² pour un temps de contact de 10 à 20 secondes[20] ;
- t_c : Temps de contact.

Pour assurer une désinfection satisfaisante en permanence, l'appareil doit fournir une dose minimale de 16 mw.s/cm².

- **Volume du bassin d'UV**

$$V = Q_{ptp} \times t_s \quad (\text{V.87})$$

- t_s : temps de contact, soit égal à 15 secondes.

Donc :

$$V = 2204.6 \times 15 = 9.18 \text{ m}^3$$

Pour l'horizon 2054 :

$$V = 852.513 \times \frac{15}{3600} = 3.5521 \text{ m}^3$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration. Dans les prochains chapitres, nous effectuerons les calculs hydrauliques nécessaires pour élaborer le profil hydraulique de la station d'épuration, en déterminant les dimensions des différentes conduites. Nous avons ainsi respecté les normes de qualité pour les eaux usées que nous proposerons par la suite la réutilisation des eaux usées épurées.

CHAPITRE VI

CALCUL HYDRAULIQUE

Chapitre VI : Calcul Hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des dimensions des différentes conduites et ouvrages afin d'assurer une circulation optimale de l'eau au sein de la station. Ce calcul inclut les ouvrages d'arrivée ainsi que les collecteurs, qui jouent un rôle crucial en reliant les divers composants de la station. De plus, nous établirons un profil hydraulique complet de la station pour déterminer les niveaux d'eau dans chaque ouvrage et tracer la ligne piézométrique le long de la station d'épuration.

VI.1 Ouvrages d'Arrivée

Les ouvrages d'arrivée de la station sont :

- Déversoir d'orage ;
- Fosse à batards ;
- Dégrillage grossier (calculé précédemment, voir §5.1) ;
- Poste de relevage des eaux usées.

VI.1.1 Déversoir d'Orage

Un déversoir d'orage est un dispositif de régulation hydraulique essentiel dans les réseaux d'assainissement unitaires. Il permet d'évacuer les excès de ruissellement, notamment en cas de fortes pluies, en les dirigeant vers le milieu naturel. Cela permet de soulager le réseau en aval, évitant ainsi des surcharges qui pourraient entraîner des inondations ou des débordements.

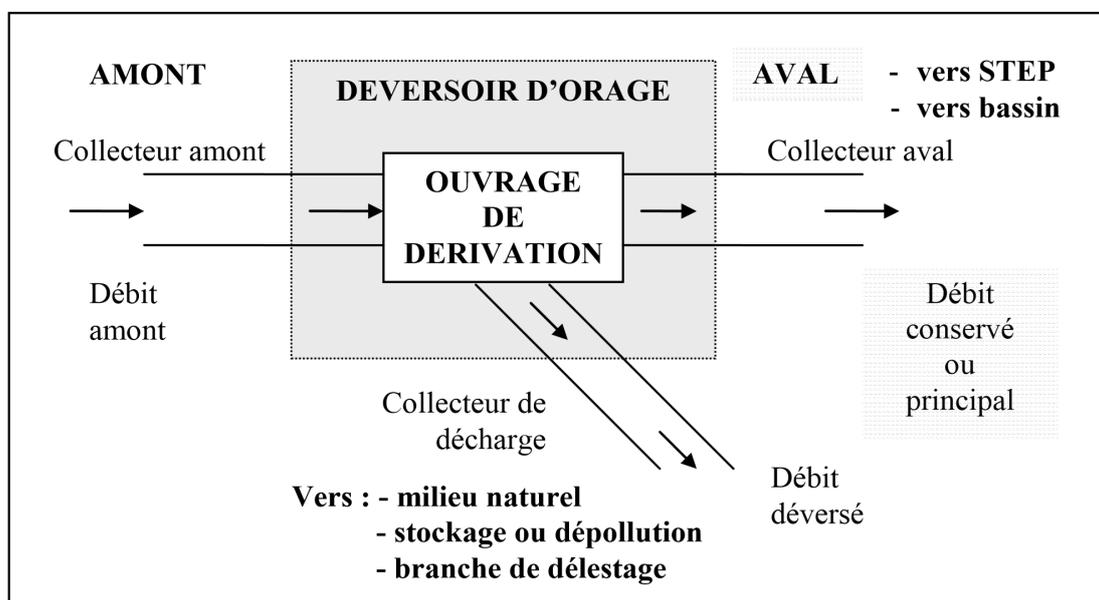


Figure VI.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage [77]

Dans un réseau d'assainissement unitaire, le déversoir d'orage joue un rôle crucial en séparant les eaux usées diluées des eaux pluviales excédentaires. Une partie du mélange eaux usées/eaux pluviales est dirigée vers la station d'épuration pour traitement, tandis que l'excédent, bien que dilué, est déversé directement dans le milieu récepteur. Il existe plusieurs types de déversoirs d'orage, chacun adapté à des situations spécifiques :

- Déversoir frontal ;
- Déversoir latéral ;
- Déversoir à ouverture de fond ;
- Déversoir à trous dans le mur.

Le fonctionnement du déversoir d'orage repose sur un principe de contrôle du débit. Lorsque le débit en amont dépasse une certaine valeur, appelée "débit de référence", une partie des effluents est dérivée. Cette dérivation peut conduire à une évacuation directe vers le milieu naturel ou à un stockage temporaire dans un bassin avant réinjection dans le réseau [77].

Le choix du type de déversoir ne se base pas uniquement sur la connaissance de son mode de calcul, mais doit également tenir compte de plusieurs facteurs : le régime d'écoulement, les niveaux d'eau de l'émissaire, la position de l'exutoire, et la topographie du terrain.

Dans notre cas, nous opterons pour un déversoir à seuil frontal. Ce type de déversoir est utilisé lorsque le point d'arrivée de l'exutoire (rejet) se trouve le long du collecteur sur lequel il est installé, tandis que le milieu récepteur (par exemple, une station d'épuration ou un collecteur) se situe latéralement. Ce type de déversoir est particulièrement adapté dans les cas suivants :

- Lorsque la station d'épuration se trouve dans la même direction que le collecteur et que le milieu récepteur est situé sur le côté ;
- Lorsque le terrain est en forte pente, afin de réduire l'énergie cinétique. Dans ce cas, il est recommandé de le compléter par un collecteur ovoïde aplati situé en amont.

VI.1.1.1 Dimensionnement du Déversoir d'Orage

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe en temps sec. Ainsi, en période de pluie, le débit transporté par le collecteur principal vers l'entrée du déversoir d'orage est estimé à environ :

$$Q_{\text{entrant}} = Q_{\text{pluvial}} + Q_{\text{pts}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q_{entrant} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3/s).
- Q_{pluvial} : Débit pluvial (m^3/s) $Q_{\text{pl}} = 1.0635$ (Source : ONA, 2024).
- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

Donc :

$$Q_{\text{entrant}} = Q_{\text{pl}} + Q_{\text{pts}} = 1.063 + 0.204 = 1.267 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{VI.2})$$

Le débit allant vers l'exutoire sera :

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{entrant}} - Q_{\text{ptp}} = 1.267 - 0.612 = 0.6546 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{VI.3})$$

• À l'amont du déversoir

$$\begin{cases} Q_{\text{entrant}} = 1.267 \text{ m}^3/\text{s} \\ I = 0.1 \% \end{cases} \quad (\text{Annexe I}) \Rightarrow D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm} \quad (\text{VI.4})$$

– Le niveau d'eau dans le collecteur amont

Avant d'entamer le calcul du niveau d'eau, nous allons calculer le débit à pleine section par l'équation de Manning-Strickler, qui est donnée par :

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S \quad (\text{VI.5})$$

où :

- * Q est le débit (m^3/s),
- * n est le coefficient de Manning ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$),
- * I est la pente de l'énergie (m/m),
- * R_h est le rayon hydraulique (m),
- * S est la section transversale de l'écoulement (m^2).

Sachant que :

$$\begin{cases} R_h = \frac{D}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \\ K = \frac{1}{n} = 77 \end{cases}$$

$$\text{d'où } Q_{ps} = 2.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$r_q = \frac{Q_{entrant}}{Q_{ps}} = \frac{1.267}{2.28} = 0.5557 \Rightarrow (\text{Annexe II}) \Rightarrow r_h = \frac{h_1}{D} = 0.53 \quad (\text{VI.6})$$

Donc :

$$h_1 = 1.5 \times 0.53 = 0.795 \text{ m} \approx 795 \text{ mm}$$

• **À l'aval du déversoir (vers l'ouvrage de réception)**

$$\begin{cases} Q_{ptp} = 0.614 \text{ m}^3/\text{s} \\ I = 0.1 \% \end{cases} \quad (\text{Annexe I}) \Rightarrow D_{aval} = 1200 \text{ mm} \quad (\text{VI.7})$$

– **La hauteur de remplissage correspondant au débit transitant vers la STEP**

Avec :

$$\begin{cases} R_h = \frac{D}{4} = \frac{1.2}{4} = 0.3 \text{ m} \\ K = \frac{1}{n} = 77 \end{cases}$$

$$\text{d'où } Q_{ps} = 1.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$r_q = \frac{Q_{ptp}}{Q_{ps}} = \frac{0.614}{1.23} = 0.5 \Rightarrow (\text{Annexe II}) \Rightarrow r_h = \frac{h_2}{D} = 0.48 \quad (\text{VI.8})$$

Donc :

$$h_2 = 0.48 \times 1.2 = 0.576 \text{ m} = 576 \text{ mm}$$

• **La hauteur du seuil du déversoir**

$$H_d = \frac{h_1 - h_2}{2} \quad (\text{VI.9})$$

$$H_d = \frac{795 - 576}{2} = 109.5 \text{ mm}$$

L'équation de débit d'un déversoir est donné par :

$$Q_{dev} = m \cdot b \cdot H_d \sqrt{2g \cdot H_d} \quad (\text{VI.10})$$

La largeur du seuil déversant est donnée par :

$$b = \frac{Q_{dev}}{m \cdot \sqrt{2g \cdot H_d^3}} \quad (\text{VI.11})$$

où :

- m : coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée. Pour les crêtes minces, $m = 0.6$.
- g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2 .
- H_d : hauteur déversant (m).

$$b = \frac{0.6546}{0.6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 0.1095^{\frac{3}{2}}}}$$

$$= 6.80 \text{ m}$$

VI.1.2 Fosse à bâtards

La fosse à bâtards agit comme un premier filtre, retenant les matières solides grossières et les corps flottants présents dans les eaux usées. Équipée de grilles ou de tamis, elle agit comme un filtre initial, protégeant ainsi les équipements en aval contre les dommages potentiels causés par ces débris.

Données de base

- Charge hydraulique $C_H = 150 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$.
- Temps de séjour (t_s) = 30 s.

• Volume de la Fosse

$$V_{fosse} = Q_{ptp} \times t_s \quad (\text{VI.12})$$

$$= 0.612 \times 30 = 18.37 \text{ m}^3$$

• Surface de la Fosse

$$S_{fosse} = \frac{Q_{ptp}}{C_H} \quad (\text{VI.13})$$

$$= \frac{2204.61}{150} = 14.7 \text{ m}^2$$

• Hauteur de la Fosse

$$H_{fosse} = \frac{V}{S} \quad (\text{VI.14})$$

$$= 1.25 \text{ m}$$

VI.1.3 Poste de relevage

La station de relevage, également appelée poste de relevage, est un ouvrage essentiel dans le réseau d'assainissement et le processus de traitement des eaux usées. Son rôle principal est de pomper les eaux usées d'un point bas vers un point plus élevé, permettant ainsi leur acheminement vers la station d'épuration lorsque l'écoulement gravitaire n'est pas possible en raison de la topographie du terrain.

VI.1.3.1 Dimensionnement de la Station de Relevage

- La station SR est destinée à élever les eaux du niveau de 678.88 m à 687.29 m sur une distance de 20 m.
- La station est constituée d'une bache de stockage des effluents.
- Le poste de relevage est partagé en deux compartiment.

Tableau VI.1 : Données de la station de relevage

Paramètre	Unité	Valeur
Débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})	l/s	306.19
Longueur du collecteur	m	20
Côte du radier de la bêche	m	678.21
Côte du niveau bas d'aspiration de la bêche	m	678.88
Côte du niveau haut d'aspiration de la bêche	m	680.36
Côte de l'extrémité aval de refoulement (dégrilleur fin)	m	687.29

VI.1.3.2 Calcul du Diamètre de la Conduite de Refoulement

La conception de la conduite de refoulement dépend principalement de la vitesse d'écoulement :

- $V < 2$ m/s : les pertes de charge deviennent très importantes.
- $V < 0,6$ m/s : il y a un risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section et augmente les pertes de charge [46].

Le diamètre économique est donné par la formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q_{ptp}} \quad (VI.15)$$

$$= \sqrt{0,306} = 0,553 \text{ m} = 553 \text{ mm}$$

Donc le diamètre normalisé est : $D_{ec} = 600$ mm.

La vitesse d'écoulement est donnée par :

$$V = \frac{4 \times Q_{ptp}}{\pi \times D_{ec}^2} \quad (VI.16)$$

$$= \frac{4 \times 0,306}{\pi \times (0,6)^2} = 1,083 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement est admissible : $0,6 < V < 2$ m/s

VI.1.3.3 Caractéristiques des Pompes

Pour déterminer les caractéristiques des pompes, nous devons calculer la hauteur manométrique totale (HMT) et le débit de chaque pompe.

La HMT est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge :

$$HMT = H_g + \sum H_{lin} + \sum H_{sin} + P_{exh} \quad (VI.17)$$

où :

- H : Hauteur manométrique totale de la pompe, en mètres (m).
- H_g : Différence de cotes entre la partie souterraine et la surface, en mètres (m).
- $\sum H_{lin} + \sum H_{sin}$: Pertes de charge linéaire et singulière, avec : $H_{sin} = 0,15 \cdot H_{lin}$
- P_{exh} : Pression à l'exhaure, comprise entre 1 et 1,5 m.

- **Hauteur géométrique**

Hauteur géométrique qui correspond à la dénivellation entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement et le niveau bas d'aspiration dans la bêche soit

$$H_g = 687,29 - 678,88 = 8,41 \text{ m}$$

Nous avons choisi le PEHD (polyéthylène haute densité) comme matériau pour notre conduite, car il présente de bonnes caractéristiques en termes de dureté, d'étanchéité, de résistance à la corrosion et de faible rugosité.

Tableau VI.2 : Les valeurs de K , m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

- **Calcul de la perte de charge linéaire**

La perte de charge linéaire ΔH_{lin} est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad (\text{VI.18})$$

où :

- K : Coefficient de perte de charge ($K = 0,001052$)
- Q : Débit pompé, qui est de $0,306 \text{ m}^3/\text{s}$
- L : Longueur de la conduite, qui est de 20 m
- D : Diamètre de la conduite, $600 \text{ mm} = 0,6 \text{ m}$
- β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement, $\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux
- m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ($m = 4,774$)

$$\Delta H_{lin} = 0,001052 \times \frac{0,306^{1,77} \times 20}{0,6^{4,774}} = 0,0924 \text{ m} \quad (\text{VI.19})$$

- **Calcul de la perte de charge singulière**

$$H_{sin} = 0,15 \cdot H_{lin} = 0,15 \times 0,0924 = 0,0139 \text{ m}$$

- **Calcul de la HMT**

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_{lin} + H_{sin} + P_{exh} \quad (\text{VI.20})$$

On prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$

$$\text{HMT} = 8,41 + 0,0924 + 0,0139 + 1 = 9,5163 \text{ m} \quad (\text{VI.21})$$

- **Puissance absorbée**

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante [46] :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{HMT}}{\eta_G} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

- ρ : Masse volumique de l'eau, 1000 kg/m³
- g : Accélération de la pesanteur, 9,81 m/s²
- HMT : Hauteur manométrique totale (m)
- Q : Débit de pointe (m³/s)
- η_G : Rendement global ($\eta_G = \eta_h \cdot \eta_e$)
 - * En eaux usées, les rendements hydraulique (η_h) varient entre 0,6 et 0,7
 - * Le rendement électrique (η_e) est 0,85

En prenant $\eta_h = 0,65$, la puissance absorbée est calculée comme suit :

$$P_a = \frac{1000 \times 9,81 \times 0,306 \times 9,5163}{0,65 \times 0,85} = 52\,269,7 \text{ W} = 52,27 \text{ kW} \quad (\text{VI.23})$$

VI.1.3.4 Caractéristiques des pompes choisies

Les critères pour le choix des pompes sont la Hauteur manométrique et le débit de pompage. Dans ce cas, on a :

- $HMT = 9,51 \text{ m}$
- $Q_{ptp} = 306,2 \text{ l/s}$

Pour un bon fonctionnement, On choisit trois pompes fonctionnant alternativement avec une pompe de secours.

VI.1.3.5 Dimensionnement de la Bâche

Le volume utile dans la bâche est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe) [46].

La formule du volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{Q \cdot (1/n)}{4 \cdot (N - 1)} \quad (\text{VI.24})$$

Avec :

- V_u : Volume utile ou volume de marnage de la bâche d'aspiration (m³)
- Q : Débit de pointe de trois pompes (m³/h)
- N : Nombre de pompes identiques ($N = 3$)
- n : Nombre maximal de démarrages par heure, fonction de la puissance des groupes électropompes (P) :
 - $P < 4 \text{ kW}$: 10 démarrages par heure
 - $P > 4 \text{ kW}$: 6 démarrages par heure

- **Volume utile (V_u)**

$$V_u = \frac{734,869 \cdot (1/6)}{4 \cdot (3 - 1)} = 15,31 \text{ m}^3$$

- **Hauteur utile (H_u)**

$$\begin{aligned} H_u &= \text{Niveau Haut d'Aspiration} - \text{Niveau Bas d'Aspiration} \\ &= 680,36 - 678,88 = 1,48 \text{ m} \end{aligned} \quad (\text{VI.25})$$

- **Surface utile (S_u)**

$$S_u = \frac{V_u}{H_u} = \frac{68,85}{1,48} = 10,35 \text{ m}^2 \quad (\text{VI.26})$$

VI.2 Réservoir Tampon

Le réservoir tampon, dans ce contexte spécifique, est un ouvrage situé après le traitement tertiaire dans une station d'épuration des eaux usées. Son rôle principal est de réguler le débit des eaux traitées avant leur rejet final dans le milieu naturel ou leur réutilisation. La bêche de stockage est alimentée depuis la bêche tampon par un groupe de pompage. La formule du volume du bassin de stockage est donnée par :

$$V_S = \frac{Q \cdot (1/n)}{4 \cdot (N - 1)} \quad (\text{VI.27})$$

Avec :

- V_S : Volume du réservoir tampon (m^3)
- Q : Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h)
- N : Nombre de pompes identiques ($N = 2$)
- n : Nombre maximal de démarrages par heure (On prend : $n = 3$ heures)

$$\begin{aligned} V_S &= \frac{1102.3 \cdot (1/3)}{4 \cdot (2 - 1)} \\ &= 91.86 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

VI.3 Bassin de Stockage

Le bassin de stockage, positionné après le traitement tertiaire, est un ouvrage destiné à stocker les eaux usées complètement traitées avant leur rejet final ou leur réutilisation. Ce Réservoir est assuré par un volume total de 100 m^3 .

VI.4 Profil Hydraulique

Le profil hydraulique permet de calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, fournissant ainsi des informations sur la position de la ligne de charge. Les cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le Tableau VI.3 suivant :

Tableau VI.3 : Cotes de terrain naturel des différents ouvrages de la station d'épuration

Ouvrages	Côtes de terrain naturel (m)
Prétraitement	684,24
Répartiteur de vitesse	684,15
Bassin d'aération	683,42
Dégazeur	683,42
Clarificateur	683,81
Canal Venturi	683,89
Filtre à disque	683,58
Canal UV	683,05
Réservoir tampon	683,00
Bassin de stockage	682,92

VI.4.1 Calcul des Longueurs des Conduites reliant les Ouvrages

Pour les calculs des longueurs, ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15 \times L_{réelle} \quad (VI.28)$$

Dans notre cas, on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières, c'est-à-dire on prend les longueurs réelles.

Tableau VI.4 : Longueur des conduites entre les ouvrages de la station d'épuration

Conduites	Longueur (m)
Prétraitement - Répartiteur	15
Répartiteur - Bassin d'aération	40
Bassin d'aération - Dégazeur	10
Dégazeur - Clarificateur	45
Clarificateur - Canal Venturi	12
Canal Venturi - Filtre à disque	10
Filtre à disque - UV	10
UV - Réservoir tampon	10
Réservoir tampon - Bassin de stockage	13
Boue issue de Clarificateur	47
Transfert Boue en excès	100
Transfert Boue épaissie	100

VI.4.2 Calcul des Diamètres des Conduites et les Côtes Piézométriques des Différents Ouvrages

Pour calculer les côtes piézométriques, on utilisera la formule de Bernoulli qui est donnée par :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (VI.29)$$

où :

- $\frac{P_1}{\rho \cdot g}$ et $\frac{P_2}{\rho \cdot g}$: Énergies de pression dans les sections (1) et (2)
- $\frac{v_1^2}{2g}$ et $\frac{v_2^2}{2g}$: Énergies cinétiques en (1) et (2)
- Z_1 et Z_2 : Côte des points (1) et (2)
- ΔH_{1-2} : Pertes de charges dans le tronçon (1-2)

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées donc :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho \cdot g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (VI.30)$$

On pose :

$$\frac{P_1}{\rho \cdot g} = H_1 \quad \text{et} \quad \frac{P_2}{\rho \cdot g} = H_2 \quad (VI.31)$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad (VI.32)$$

$$C_{p1} = H_1 + Z_1 : \text{Côte piézométrique au point (1)} \quad (\text{VI.33})$$

$$C_{p2} = H_2 + Z_2 : \text{Côte piézométrique au point (2)} \quad (\text{VI.34})$$

$$C'_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2} \quad (\text{VI.35})$$

Tableau VI.5 : Côtes des différents ouvrages de la station d'épuration

Ouvrages	Côtes du terrain (C_T)(m)	Côte du Radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Prétraitement	684,24	683,54	2,5	686,04
Répartiteur de vitesse	684,15	682,05	3,8	685,85
Bassin d'aération	683,42	681,09	4,5	685,59
Dégazeur	683,42	682,92	2,5	685,42
Clarificateur	683,81	681,71	3,5	685,21
Canal Venturi	683,89	682,64	2,0	684,64
Filtres à disque	683,58	682,77	1,5	684,27
Canal UV	683,05	682,57	1,5	684,07
Réservoir tampon	683,00	681,03	2,5	683,53
Bassin de stockage	682,92	680,85	2,5	683,35

Tableau VI.6 : Caractéristiques des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration

Conduites	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Prétraitement (dessableur) - Répartiteur	15	700
Répartiteur - Bassin d'aération	40	500
Bassin d'aération - Dégazeur	10	700
Dégazeur - Clarificateur	45	700
Clarificateur - Venturi	12	500
Canal venturi - Filtres à disque	10	500
Filtres à disque - Bassin UV	10	600
Bassin UV - Réservoir tampon	10	600
Réservoir Tampon - Bassin de stockage	13	600
Conduite boue issue de clarificateur	47	500
Conduite transfert boue en excès	100	200
Conduite transfert boue épaissie	100	200

Conclusion

Ce chapitre a présenté les méthodes de dimensionnement des principaux ouvrages hydrauliques d'une station d'épuration, y compris le déversoir d'orage, les conduites reliant les différents ouvrages, et la station de relevage. Les calculs présentés permettent d'assurer une circulation optimale de l'eau à travers la station, tout en minimisant les pertes de charge et en optimisant la consommation énergétique des équipements de pompage.

CHAPITRE VII

RÉUTILISATION DES EAUX USÉES TRAITÉES

Chapitre VII : Réutilisation des Eaux Usées Traitées

Introduction

Dans un contexte de changement climatique mondial et d'accroissement démographique, la gestion des ressources en eau revêt une importance cruciale, surtout dans les régions arides et semi-arides. La réutilisation des eaux usées traitées se présente comme une stratégie intégrée et durable, offrant une solution viable pour atténuer les déficits hydriques.

Ce chapitre examinera les diverses méthodes de réutilisation des eaux usées épurées, mettant en évidence leurs avantages tout en évaluant leurs impacts sur l'environnement et la société. Nous analyserons spécifiquement le cas de l'Algérie, où la réutilisation des eaux usées est une réponse adaptée aux défis locaux. Enfin, nous présenterons une étude de cas sur la station d'épuration de BIRINE, démontrant le potentiel de la REUE dans le contexte algérien.

VII.1 Définition et Objectifs

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 de l'eau ;
- Protéger le milieu environnant[33].

La récupération et la réutilisation de l'eau peuvent servir plusieurs objectifs possibles[3] :

- Un avantage secondaire fortuit à l'élimination des eaux usées, principalement la production de cultures par irrigation avec de l'effluent ;
- Une source d'eau pour remplacer le besoin d'autres sources d'eau ;
- Un moyen rentable de traitement et d'élimination écologiquement sains des eaux usées ;
- Une source d'eau pour générer le développement économique régional ;
- Une source d'eau pour l'amélioration environnementale.

VII.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.

VII.2.1 La Réutilisation Agricole

Du point de vue environnemental, la récupération et la réutilisation de l'eau usée urbaine traitée pour l'irrigation constituent probablement l'approche d'élimination la plus sûre et la plus réaliste des nutriments, afin d'optimiser la production végétale dans une approche respectueuse de l'environnement[51].

Dans le cas spécifique de l'irrigation, les bénéfices ne résident pas seulement dans la préservation du milieu et de la ressource, mais aussi dans la nature des eaux usées. En effet, elles contiennent des éléments fertilisants (azote, phosphore et potassium) ainsi que des oligoéléments (fer, cuivre, manganèse, zinc, etc.) qui sont bénéfiques pour les cultures et qui peuvent augmenter significativement le rendement[11].

Des expériences ont montré à maintes reprises la productivité accrue des cultures ou des arbres lorsqu'ils sont irrigués avec des eaux usées par comparaison avec de l'eau propre. Ces éléments fertilisants sont une ressource extrêmement précieuse si on les compare aux coûts correspondants des engrais[32]. Le bénéfice d'une REUE peut donc être double :

- Au niveau économique, car en plus d'une préservation quantitative de la ressource, les agriculteurs font des économies d'engrais ;
- Au niveau écologique, car en plus de la diminution des rejets d'eaux usées dans le milieu, la pollution agricole diminue[7].

De manière globale, de nombreuses études confirment que cette pratique donne des résultats intéressants tant d'un point de vue agronomique qu'économique tout en garantissant, si l'irrigation est pratiquée de manière adéquate, une qualité sanitaire satisfaisante. Les essais réalisés sur agrumes ont montré une efficacité de l'eau usée accrue par rapport à l'eau de puits. Ils ont aussi démontré l'efficacité de l'irrigation souterraine par jarre qui, non seulement permet d'obtenir les mêmes résultats, mais présente également un impact favorable sur la protection de l'environnement et des cultures d'un point de vue sanitaire[14].

VII.2.2 La Réutilisation Industrielle

Les entreprises possèdent souvent leur propre station d'épuration afin de traiter les effluents spéciaux issus des processus industriels. Il arrive parfois qu'elles réinsèrent les effluents épurés dans leur processus, mais ce n'est pas ce qui est traité dans cette partie[7].

La réutilisation des eaux usées épurées industrielles peut être utilisée dans le secteur de l'énergie, notamment dans les circuits de refroidissement fermés ou ouverts. Les autres applications possibles concernent les laveries industrielles, les stations de lavage de voitures, l'industrie du papier, la production d'acier, de textiles, les industries électroniques et de semi-conducteurs, etc. [3].

VII.2.3 La Réutilisation dans les Zones Urbaines

Les utilisations possibles d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses, tels que[64] :

- L'arrosage de parcs, de terrains de sport, de terrains de golf, d'aires de jeux ;
- Les bassins d'agrément, piscines, bassins pour la pêche et la navigation de plaisance ;
- Les eaux des sanitaires d'un immeuble ou d'un groupe d'immeubles ;
- Le lavage de voirie, réservoirs anti-incendie, etc.

VII.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 épu-

rées 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[3].

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[7].

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[3].

VII.2.5 La Recharge des Nappes

La recharge des eaux souterraines avec de l'eau recyclée est une approche de la réutilisation de l'eau qui vise à augmenter de manière planifiée les réserves d'eau potable [3, 47]. La principale motivation concernant la recharge de nappe est la dégradation de sa qualité environnementale et/ou la diminution de sa réserve en eau. Ce mode de réutilisation a lieu principalement dans des zones arides confrontées à des problèmes d'assèchement des nappes, ou dans des zones côtières où les nappes sont envahies par l'eau de mer [7].

La recharge des eaux souterraines a été utilisée pour :

- Réduire, arrêter, voire inverser les baisses des niveaux des eaux souterraines.
- Protéger les eaux douces souterraines dans les aquifères côtiers contre l'intrusion d'eau salée et saumâtre.
- Stocker l'eau de surface, y compris l'eau de crue ou autre eau excédentaire et l'eau recyclée pour une utilisation future. Les exigences en matière de qualité de l'eau peuvent inclure l'élimination ou la réduction de l'azote et le contrôle de contaminants organiques et inorganiques spécifiques [52].

VII.3 Avantages de la Réutilisation des Eaux Usées

Les avantages et les bénéfices les plus importants de la réutilisation de l'eau sont [3] :

- **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 :**
 - Économiser 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.

VII.4 Limites et Contraintes

La réutilisation des eaux usées épurées possède plusieurs avantages, mais elle a aussi des limites et contraintes, qui sont :

VII.4.1 Perception et acceptation du public

La perception du public est un obstacle majeur à la réutilisation des eaux usées. Les propositions de réutilisation potable indirecte sont souvent négligées ou rejetées, tandis que les rejets non traités ou mal traités retournés dans un cours d'eau en amont d'une prise d'eau potable sont soit ignorés, soit considérés comme acceptables[16].

VII.4.2 Tarification de l'eau recyclée

L'économie de la réutilisation de l'eau dépend fortement des circonstances locales. Souvent, les approvisionnements en eau potable et en eau d'irrigation à partir de ressources en eau douce ne récupèrent pas tous les coûts d'abstraction, de purification et de transport, ce qui entraîne une concurrence déloyale avec les ressources réutilisables[16].

VII.4.3 Problèmes réglementaires et politiques

L'acceptation du public doit être soutenue par un cadre réglementaire clair et cohérent. Le manque de communication et de coopération entre les parties prenantes peut entraver de nouvelles approches de la gestion de l'eau[16].

VII.4.4 Suivi de la qualité et des considérations sanitaires

La capacité institutionnelle limitée à formuler une législation claire, et à assurer un suivi et une mise en œuvre adéquats des possibilités de réutilisation, pourrait constituer un obstacle insurmontable[16].

VII.4.5 Acceptation et validation des solutions techniques

Les obstacles techniques semblent être les moins importants, car la technologie actuelle peut fournir des solutions robustes et économiquement viables, même en tenant compte de la gestion des risques sanitaires de la réutilisation de l'eau[16].

VII.4.6 Risque environnemental et sanitaire

Si elle n'est pas correctement gérée, le ruissellement induit par l'irrigation et le ruissellement des précipitations des zones irriguées peuvent provoquer l'eutrophisation de l'eau de surface. En raison du niveau élevé de sel dans l'eau recyclée, il y a un risque de salinisation de la zone racinaire [62, 63, 61].

De plus, le lessivage excessif du sel de la zone racinaire peut entraîner une augmentation des contaminants dans les eaux souterraines. Pour une utilisation restreinte de l'eau recyclée dans les zones de loisirs urbaines (telles que les terrains de golf), des précautions doivent être prises pour éviter le contact humain direct ou limiter l'exposition à l'eau recyclée au moment de l'irrigation ; pour des utilisations non restreintes (telles que pour l'irrigation du paysage de parcs, terrains de jeux et cours d'école) la qualité de l'eau recyclée devrait être relativement élevée. Les opinions de la communauté utilisant ces installations de loisirs ne peuvent être négligées et devraient être intégrées dans le plan de gestion de l'utilisation de l'eau recyclée pour l'irrigation urbaine[50].

Les eaux usées traitées utilisées pour recharger les nappes phréatiques peuvent contenir des toxines, des pathogènes et des contaminants chimiques susceptibles de provoquer une contamination, notamment lorsqu'il s'agit d'une injection directe dans l'aquifère[27].

VII.5 Réutilisation des Eaux Usées en Algérie

Une attention particulière a été accordée à la réutilisation des eaux usées en Algérie ces dernières années en raison de la limitation des ressources en eau conventionnelles. De plus, la politique publique globale en Algérie encourage la réutilisation des eaux usées[17].

La superficie irriguée en Algérie est passée de 350 000 ha en 2000 à 1 330 669 ha à la fin de 2018, ce qui correspond à un taux de croissance de 380%. Ces zones sont réparties entre plus de 1,24 million d'ha irrigués à partir des puits, forages et 87 000 ha à partir de grands schémas d'irrigation. La mobilisation des ressources en eau à des fins d'irrigation est un sujet d'intérêt particulier pour les autorités publiques. En effet, la stratégie nationale des ressources en eau prévoit la construction de nombreuses stations d'épuration des eaux usées d'ici 2030, d'où 145 stations d'épuration des eaux usées sont en fonctionnement en Algérie, avec une capacité globale de 12 millions d'équivalents-habitant (EH)[35].

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, ainsi que les conditions de leur irrigation par les eaux usées épurées, sont les suivantes[36] :

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[39].(Annexe III)

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[38].(Annexe IV)

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[38].(Annexe V)

VII.6 Réutilisation des Eaux Usées Traitées : le Cas de la Station d'Épuration de BIRINE

La station d'épuration de BIRINE produit des eaux usées traitées par un procédé tertiaire avancé, atteignant une très haute qualité physico-chimique et microbiologique (voir § V.5). Ces eaux traitées sont adaptées pour une réutilisation non restreinte dans différents contextes. Bien que la station ne soit pas encore en service, des études de faisabilité ont été menées pour identifier les principaux usages potentiels des eaux traitées. Les analyses ont permis de dégager les possibilités suivantes :

VII.6.1 Irrigation souterraine ou localisée pour cultures céréalières, industrielles et fourragères

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées pour l'irrigation souterraine ou localisée (micro-irrigation) des cultures céréalières, industrielles et fourragères [28]. Cette méthode d'irrigation permet une utilisation efficace de l'eau tout en minimisant les risques sanitaires [78].

VII.6.2 Irrigation gravitaire limitant le mouillage des fruits et légumes

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées pour l'irrigation gravitaire des cultures destinées à être consommées crues, comme les fruits et légumes (cultures maraîchères) [28]. Cette méthode d'irrigation par infiltration dans le sol limite le contact direct entre l'eau et les parties comestibles des végétaux, réduisant ainsi les risques sanitaires liés à la présence potentielle d'agents pathogènes [78].

VII.6.3 Arrosage par aspersion des cultures fourragères ou des espaces verts

En plus de l'irrigation gravitaire, les eaux usées traitées peuvent également être utilisées pour l'arrosage par aspersion des cultures fourragères ou des espaces verts [37]. Cependant, cette méthode d'irrigation par aspersion nécessite des précautions supplémentaires comme le maintien d'une distance suffisante des habitations et un fonctionnement en dehors des heures d'ouverture au public, afin de limiter les risques de contamination et d'exposition du public [2].

Conclusion

La réutilisation des eaux usées traitées représente une solution durable en Algérie pour faire face aux défis de la rareté de l'eau. Malgré quelques contraintes, cette pratique offre de nombreux avantages économiques et environnementaux. Les études de cas, comme celle de la station d'épuration de BIRINE, démontrent le potentiel concret de cette approche dans le contexte algérien.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE

Chapitre VIII : Étude Technico-économique

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons élaborer un devis quantitatif et estimatif de la station d'épuration. Ensuite, nous expliquerons la gestion et l'exploitation de la station d'épuration, en soulignant l'importance de l'hygiène, de la sécurité et du respect des normes. Un suivi quotidien et une maintenance préventive sont essentiels pour assurer la durabilité des installations, optimiser les coûts et respecter les performances requises. Ces pratiques prolongent la durée de vie des équipements et permettent une gestion efficace du travail de l'exploitant.

VIII.1 Estimation du coût total de réalisation de la station

Les coûts des projets sont principalement engendrés par les éléments suivants :

VIII.1.1 Coût d'investissement

Les frais d'investissement englobent les coûts des équipements, des travaux de génie civil, ainsi que des travaux de voirie et réseaux divers (VRD).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} \quad (\text{VIII.1})$$

- C_{ti} : Coût d'investissement ;
- C_{gc} : Coûts des travaux de génie civil ;
- C_{VRD} : Coûts des VRD ;
- $C_{\text{éq}}$: Coûts des équipements.

VIII.1.1.1 Coût de Terrassement

Le coût de terrassement est calculé comme suit :

- Coût de terrassement :
 - L'épaisseur de la couche végétale est estimée à 30 cm.
 - Le prix du mètre cube de terrassement est évalué à 2500 DA.
 - Le volume de la couche végétale est calculé par l'expression :

$$V_t = 0.3 \times S_{hi} \quad (\text{VIII.2})$$

où S_{hi} représente la surface horizontale de l'ouvrage considéré.

- Le coût d'un ouvrage est donc :

$$C_t = 2500 \times V \quad (\text{VIII.3})$$

avec V_t représentant le volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Ainsi, le coût total du terrassement est $C_t = 8\,276\,215$ DA.

VIII.1.1.2 Coût de Béton Armé

- Le coût du mètre cube de béton est actuellement estimé à $P_u = 40,000$ DA.
- Le coût du béton est donc :

$$C_b = P_u \times V_{tb} \quad (\text{VIII.4})$$

Tableau VIII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dessableur-Déshuileur	2	44.0928	110 232
Zone de contact	2	15.2173	38 043
Bassin d'aération	2	560.092	1 400 230
Zone de dégazage	2	47.2416	118 104
Clarificateur	2	283.4503	708 625
Filtre à disque	1	66.138	165 345
Bassin de désinfection	1	1.836	4 590
Réservoir Tampon	1	11.0232	27 558
Bassin de stockage	1	12	30 000
Épaississeur	1	37.395	93 487
Lit de séchage	31	2232	5 580 000

- L'épaisseur des murs des ouvrages (e_m) est de 0.3 m.
- L'épaisseur du radier des ouvrages (e_r) est de 0.3 m.
- Un mètre cube de béton contient en moyenne 80 kg de fer.
- Le kilogramme de fer coûte actuellement 90 DA.
- Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f \quad (\text{VIII.5})$$

$$C_t = 40000 + 80 \times 70 = 45\,600 \text{ DA}$$

- Le volume total de béton pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :
 - V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage, où

$$V_{br} = e_r \times S_h \quad (\text{VIII.6})$$

- V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage, où

$$V_{bm} = e_m \times P \times H \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

- * H : Hauteur de l'ouvrage ;
- * P : Périmètre de l'ouvrage

Ainsi, le coût total du béton armé est : $C_{tba} = 175\,612\,978 \text{ DA}$.

VIII.1.1.3 Coût total du Génie Civil

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculés précédemment :

$$\begin{aligned} C_{gc} &= C_t + C_{tba} = 175\,612\,978 + 8\,276\,215 \\ &= 183\,889\,193 \text{ DA} \end{aligned} \quad (\text{VIII.8})$$

VIII.1.1.4 Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil, donc :

$$\begin{aligned} C_{VRD} &= 0,25 \times C_{gc} = 0,25 \times 183\,889\,193 \\ &= 45\,972\,298 \text{ DA} \end{aligned} \quad (\text{VIII.9})$$

Tableau VIII.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	V_{br} (m ³)	V_{bm} (m ³)	Volumes (m ³)	Coût (DA)
Dessableur-deshuileur	2	44.0928	27.27	71.3628	3 254 143
Zone de contact	2	15.2173	44.55	59.7673	2 725 390
Bassin d'aération	2	560.092	174.987	735.079	33 519 602
Zone de dégazage	2	47.2416	16.6819	63.9235	2 914 909
Clarificateur	2	283.4503	80.8834	364.3337	16 613 618
Filtre à disque	1	66.138	100.8	166.938	7 612 372
UV	1	1.836	4.5	6.336	288 921
Réservoir Tampon	1	11.0232	22.5	33.5232	1 528 657
Bassin de stockage	1	12	21	33	1 504 800
Épaississeur	1	37.395	41.5633	78.9583	3 600 497
Lit de séchage	31	2232	5.94	2238	102 050 064

VIII.1.1.5 Coût des équipements électromécaniques et électriques et d'installations hydromécaniques

Il est estimé à 60% de $(C_{gc} + C_{VRD})$:

$$\begin{aligned} C_{\text{éq}} &= 0,6 \times (C_{gc} + C_{VRD}) & \text{(VIII.10)} \\ &= 0,6 \times (183\,889\,193 + 45\,972\,298) = 138\,517\,349 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.1.6 Coût total des investissements de la station

$$\begin{aligned} C_{ti} &= C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} & \text{(VIII.11)} \\ &= 183\,889\,193 + 45\,972\,298 + 138\,517\,349 = 368\,378\,840 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.2 Estimation des coûts de fonctionnement

Comprend les dépenses associées à l'exploitation et à la maintenance de la station. Ces coûts incluent les éléments suivants :

VIII.1.2.1 Le coût de main d'œuvre

Correspond à 5 % du coût total de l'investissement :

$$\begin{aligned} C_{mo} &= 0,05 \times C_{ti} & \text{(VIII.12)} \\ &= 0,05 \times 368\,378\,840 = 18\,418\,942 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.2.2 Coûts de maintenance des équipements

Il est estimé à 10 % du coût d'investissement total :

$$\begin{aligned} C_{rm} &= 0,10 \times C_{ti} & \text{(VIII.13)} \\ &= 0,10 \times 368\,378\,840 = 36\,837\,884 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.2.3 Le coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût global de l'investissement :

$$\begin{aligned} C_{ff} &= 0,05 \times C_{ti} && \text{(VIII.14)} \\ &= 0,05 \times 368\,378\,840 = 18\,418\,942 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.2.4 Le coût de fonctionnement total

$$\begin{aligned} C_{ft} &= C_{ff} + C_{rm} + C_{mo} && \text{(VIII.15)} \\ &= 18\,418\,942 + 36\,837\,884 + 18\,418\,942 \\ &= 73\,675\,768 \text{ DA} \end{aligned}$$

VIII.1.3 Le coût estimatif du projet

$$\begin{aligned} C_p &= C_{ft} + C_{ti} && \text{(VIII.16)} \\ &= 73\,675\,768 + 368\,378\,840 = 442\,054\,608 \text{ DA} \end{aligned}$$

Cela signifie que le coût global du projet est de **442 054 608 DA**

VIII.2 La Gestion de la Station d'Épuration

La gestion de la STEP regroupe l'ensemble des techniques et moyens mis en œuvre par des techniciens et des agents pour assurer le bon fonctionnement de la station.

VIII.2.1 Les Objectifs de la Gestion de la Station d'Épuration

- Connaître les exigences réglementaires ;
- Connaître les responsabilités du gestionnaire ;
- Connaître les techniques de traitement de l'eau, des boues et de l'air ;
- Connaître les contraintes et les solutions d'élimination des sous-produits ;
- Savoir réaliser et exploiter un bilan de fonctionnement d'une STEP.

VIII.2.2 Le Chef d'Exploitation de la Station d'Épuration

Le chef d'exploitation est le responsable général de la station. Il est chargé de :

- Assurer l'application des procédures et des règles de sécurité, d'hygiène, de qualité et d'environnement ;
- Contrôler le fonctionnement des installations et des équipements ;
- Vérifier l'exploitation et détecter les causes de non-conformité des produits entrants ou sortants (eaux, boues, déchets, etc.) ;
- Déterminer les évolutions de procédures, méthodes, consignes et modes d'intervention, et suivre leur mise en œuvre.

VIII.3 Mesures et Contrôles à Effectuer au Niveau de la Station d'Épuration

Dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, un certain nombre de mesures et contrôles doivent être effectués, dont les principaux sont :

- Mesure de débit ;

- Mesure de pH;
- Mesure de la DCO;
- Mesure de la DBO₅;
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous;
- Recherche des substances toxiques;
- Mesure concernant les boues.

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues;
- Le taux d'aération;
- Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres, on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération;
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération;
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération.

VIII.4 Surveillance du Fonctionnement

VIII.4.1 Contrôles Quotidiens

Les observations permettant d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration sont principalement :

- Le test de décantabilité et de turbidité;
- Les odeurs;
- La couleur des boues;
- Le manque d'oxygène, qui se manifeste par une odeur désagréable et une couleur de boue grise ou noire, est un indice optique et odorant.

VIII.4.2 Contrôles Périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est de fournir des solutions fiables basées sur les résultats préalablement obtenus et de conseiller le maître d'ouvrage pour une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications nécessaires.

Les investigations complémentaires souhaitables lors de ces visites incluent :

- Une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération;
- Une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 minutes des aérateurs, afin de déterminer la décantabilité, la teneur en MES et la teneur en MVS;
- Une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, en considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration;
- Une visite bilan au moins une fois par an pour effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, incluant des analyses de l'effluent reçu par la station sur 24 heures à partir de prélèvements, afin de déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VIII.5 Maintenance des Ouvrages

VIII.5.1 Dégrillage

- Les déchets doivent être évacués quotidiennement; le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par des râtaux;
- Noter les quantités de refus journaliers;
- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VIII.5.2 Dessableur-Déshuileur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation;
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, en suivant le déroulement complet d'un cycle de fonctionnement;
- Faire fonctionner le pont roulant et l'insufflation d'air 24h/24.

VIII.5.3 Bassin d'Aération

- Contrôler quotidiennement et intervenir sur tous les équipements d'aération pour qu'ils fonctionnent correctement;
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs;
- Noter les paramètres de fonctionnement tels que le débit et l'oxygène;
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, l'indice de MOHLMAN et la concentration des boues dans le bassin.

VIII.5.4 Clarificateur

- Maintenir le clarificateur en état de propreté;
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur;
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompage des écumes;
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES);
- Effectuer la vidange des ouvrages tous les 5 ans pour le contrôle et l'entretien des structures immergées.

VIII.5.5 Épaisseur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté;
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde-boue ne doit pas être inférieur à 2 m;
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies;
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs;
- Effectuer la vidange des ouvrages tous les 5 ans pour contrôler les structures immergées.

VIII.5.6 Lits de Séchage

- Avant l'épandage des boues liquides, désherber soigneusement le lit de sable et le ratisser pour détasser la masse filtrante et la régulariser;
- Les quantités de boues admises sur les lits de séchage ne doivent pas dépasser une épaisseur de 40 cm;

- Après deux à trois utilisations du lit, renouveler la couche superficielle par du sable propre ;
- Tous les deux ans, refaire complètement les lits de séchage car les drains seront colmatés ou brisés ;
- Entre deux épandages de boues, protéger le lit par un film plastique pour éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VIII.6 Hygiène et Sécurité

Les ouvrages de la station d'épuration peuvent présenter un danger si certaines précautions ne sont pas respectées.

VIII.6.1 Les Risques

VIII.6.1.1 Infection

Les effluents sont riches en agents pathogènes très dangereux (hépatite, leptospirose, etc.). Pour se protéger :

- Éviter les contacts directs avec les eaux ;
- Prendre soin de la propreté des mains et des vêtements après intervention ;
- Se faire vacciner et penser aux rappels.

VIII.6.1.2 Produits Dangereux

Certaines unités de traitement intègrent dans leur processus des produits dangereux comme le chlorure ferrique et le polymère. Pour se protéger :

- Si possible, travailler à proximité d'un point d'eau potable ;
- Porter les équipements de protection individuelle (EPI) nécessaires (gants, etc.).

VIII.6.1.3 Dangers Mécaniques

- Ranger l'outillage correctement ;
- Fermer les regards après chaque intervention ;
- Maintenir les passerelles et garde-corps en bon état.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé l'étude technico-économique de la station d'épuration en procédant à l'estimation du devis quantitatif et estimatif. Ce coût a été évalué à **442 054 608 DA**, Nous avons souligné que pour une exploitation optimale, il est crucial d'assurer un entretien périodique des ouvrages et de veiller à l'hygiène et à la sécurité au travail, qui sont essentiels pour protéger la santé du personnel et garantir le bon fonctionnement de la station.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Face à la crise de pénurie d'eau potable en Algérie, la mise en place de stations de traitement des eaux usées est devenue une nécessité impérieuse. Le pays a répondu à cette situation en mettant l'accent sur la conception de ces stations, s'inscrivant ainsi dans une stratégie nationale visant à valoriser les eaux non conventionnelles pour faire face au stress hydrique. L'objectif est de réutiliser les eaux usées épurées pour l'irrigation agricole et industrielle, une démarche essentielle pour économiser l'eau potable et préserver les ressources hydriques souterraines.

Dans le cadre de ce travail, nous avons contribué à l'implantation d'une station d'épuration dans cette ville, qui sera fonctionnelle jusqu'à l'horizon 2054 et aura une capacité de traitement de 120 357 équivalents habitants. Le processus de traitement choisi, en fonction des charges polluantes à traiter, du milieu récepteur et de la disponibilité du site d'implantation, comprend une épuration physique, suivie d'une épuration biologique (boues activées à faible charge), et se termine par une désinfection.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées offrent de nouvelles perspectives pour les agriculteurs de la région. Cependant, pour assurer le bon fonctionnement de la station d'épuration et un traitement efficace des eaux usées, un entretien régulier des ouvrages de la STEP et un contrôle quotidien des équipements et des paramètres indiquant la qualité de l'eau à épurer sont indispensables.

Il est important de souligner qu'il ne suffit pas de construire des stations d'épuration, il faut aussi savoir comment les gérer. Une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps. Les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station et un contrôle quotidien des équipements et des paramètres indiquant la qualité de l'eau à épurer.

La gestion durable de l'eau est devenue une nécessité dans le contexte actuel de l'Algérie. La mise en place de stations de traitement des eaux usées et leur gestion efficace sont des éléments clés pour faire face à la pénurie d'eau potable et préserver les ressources hydriques souterraines. C'est une démarche qui nécessite une attention constante et un engagement à long terme.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ADIN, A. ; ELIMELECH, M. Rapid filtration for wastewater reclamation. *Water Science and Technology*. 1997, t. 36, n° 2-3, p. 203-209.
2. AFD. *Guide pratique de la réutilisation des eaux usées traitées*. Agence Française de Développement, 2015.
3. ASANO, Takashi. *Wastewater reclamation and reuse : water quality management library*. T. 10. Crc Press, 1998.
4. AWWA. *Water Reuse : Issues, Technologies, and Applications*. American Water Works Association, 2012.
5. AZLAOUI, Mohamed. *La Gestion Intégrée Des Ressources En Eau De La Wilaya De Djelfa (cas De La Plaine D'ain Oussera)*. 2018. Thèse de doct. Université Kasdi Merbah - Ouargla.
6. BASSOMPIERRE, Cindy. *Procédé à boues activées pour le traitement d'effluents papetiers : de la conception d'un pilote à la validation de modèles*. 2007. Thèse de doct. Institut National Polytechnique de Grenoble-INPG.
7. BAUMONT, Samuel ; CAMARD, Jean-Philippe ; LEFRANC, Agnès ; FRANCONI, Antoine ; FRANCE)., Observatoire régional de santé (Ile-de ; FRANCE (1976-2019)., Institut d'aménagement et d'urbanisme d'Île-de. *Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France*. ORS Ile-de-France, 2014.
8. BECHAC, Jean-Pierre ; BOUTIN, Pierre ; MERCIER, Bernard ; NUER, Pierre. *Traitements des eaux usées*. Eyrolles Paris, France, 1987.
9. BERLAND, Jean-Marc. *Techniques de traitement de l'eau en supplément des infrastructures publiques-Traitement des eaux domestiques*. 2022.
10. BOEGLIN, Jean-Claude. *Traitements biologiques des eaux résiduaires*. Ed. Techniques Ingénieur, 1998.
11. BOUATIA, Hamssa Djeddi ép ; RAHMOUNE, Chaabane. *Utilisation des eaux d'une station d'épuration pour l'irrigation des essences forestières urbaines*. [s. d.]. Thèse de doct. Université Frères Mentouri-Constantine 1.
12. BOUCHAALA, Laid ; CHARCHAR, Nabil ; GHERIB, A. Ressources hydriques : traitement et réutilisation des eaux usées en Algérie. *Algerian journal of arid environment*. 2017, t. 7, n° 1, p. 84-95.
13. BOUHOURLAS, A. et al. Réglementation sur la réutilisation des eaux usées en Algérie. *Revue des Sciences de l'Eau*. 2013, t. 26, n° 3.
14. BOUMALEK, Walid. *Etudes des possibilités de valorisation agricole des sous-produits d'épuration et l'amélioration de la gestion des processus épuratoires d'une station d'épuration*. 2020. Thèse de doct.
15. BOURRIER, Régis ; SATIN, Marc ; SELMI, Béchir. *Guide technique de l'assainissement*. Éd. le Moniteur, 2010.
16. CAPODAGLIO, Andrea G. Fit-for-purpose urban wastewater reuse : Analysis of issues and available technologies for sustainable multiple barrier approaches. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*. 2021, t. 51, n° 15, p. 1619-1666. Disp. à l'adr. DOI : 10.1080/10643389.2020.1763231.

17. DAIRI, Sabri ; MRAD, Dounia ; BOUAMRANE, Ali ; DJEBBAR, Yassine ; ABIDA, Habib. Wastewater Reclamation and Reuse Trends in Algeria : Opportunities and Challenges. In : *Doklady Earth Sciences*. Springer, 2023, t. 511, p. 753-760. N° 2.
18. DE VILLERS, J ; SQUILBIN, M ; YOURASSOWSKY, C. Qualité physico-chimique et chimique des eaux de surface : cadre général. *Fiche technique. Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement (IBGE). Observatoire des données de l'environnement, Novembre. 2005*, p. 1-16.
19. DEGREMONT, S. *Mémento technique de l'eau*. Paris : Lavoisier, 1989. Techniques et documentation. ISBN 2-74300-717-6.
20. DEGREMONT, S. *Mémento technique de l'eau*. Paris : Lavoisier, 2005. Techniques et documentation. ISBN 9782743007171.
21. DHAOUADI, Hatem. *Traitement des Eaux Usées Urbaines : Les procédés biologiques d'épuration*. Université Virtuelle de Tunis, 2008.
22. DJILLALI, Youcef. *Evaluation expérimentale de la qualité et de la quantité des cultures maraichères et arboricoles irriguées par les eaux usées traitées*. 2020. Thèse de doct.
23. DUPONT, A. *Hydraulique Urbaine Tome 2 Ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux*. Édition Eyrolles, 1979.
24. ECKENFELDER, William Wesley ; VANDEVENNE, L. *Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation, techniques d'épuration, aspects économiques*. Technique et Documentation Lavoisier, 1982.
25. EDDY, Metcalf &. *Wastewater Engineering : Treatment and Resource Recovery*. 5^e éd. McGraw-Hill Education, 2014.
26. EL HAITÉ, Hakima. *Traitement des eaux usées par les réservoirs opérationnels et réutilisation pour l'irrigation*. 2010. Thèse de doct. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne.
27. EXALL, Kirsten. A review of water reuse and recycling, with reference to Canadian practice and potential : 2. Applications. *Water Quality Research Journal*. 2004, t. 39, n° 1, p. 13-28.
28. FAO. *Wastewater treatment and use in agriculture*. 2006.
29. GAÏD, Abdelkader. *Épuration biologique des eaux usées urbaines*. Office des publications universitaires, 1984.
30. GAID, Abdelkader. *Traitement des eaux usées urbaines. Techniques de l'ingénieur. Technologies de l'eau*. 1999, t. 1, n° C5220.
31. GAÏD, A. *Traitement des eaux usées urbaines*. Paris, France : Editions T. I., 1993. Techniques de l'ingénieur, n° C5220.
32. GOMELLA, Cyril ; GUERRÉE, Henri. *Les Eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales : Le Traitement*. Eyrolles, 1978.
33. GRONDIN, Pierre-Marie. *Eau et développement durable*. 1998.
34. HADJ-SADOK, Zakaria. *Modélisation et estimation dans les bioréacteurs ; prise en compte des incertitudes : application au traitement de l'eau*. 1999. Thèse de doct. Nice.
35. HAMICHE, Ait Mimoune ; STAMBOULI, Amine Boudghene ; FLAZI, Samir. A review on the water and energy sectors in Algeria : Current forecasts, scenario and sustainability issues. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 2015, t. 41, p. 261-276.

36. HANNACHI, A ; GHARZOULI, R ; TABEL, Y Djellouli. Gestion et valorisation des eaux usées en Algérie. *LARHYSS Journal P-ISSN 1112-3680/E-ISSN 2521-9782*. 2014, n° 19.
37. INERA. *Étude de faisabilité pour la réutilisation des eaux usées traitées en agriculture*. 2018. Rapp. tech. Institut de l'Environnement et de Recherches Agricoles.
38. Journal officiel de la République Algérienne N° 41. *Algérie*. 2012, p. 1-27.
39. Journal officiel de la République Algérienne N°60. *Algérie*. 2005, p. 3-18.
40. KETTAB, Ahmed. Les ressources en eau en Algérie : stratégies, enjeux et vision. *Desalination*. 2001, t. 136, n° 1-3, p. 25-33.
41. KETTAB, Ahmed ; KAREF, Salah ; BRUZZONITI, Maria ; NAKIB, Maamar ; BOUJELBEN, Nesrine ; MANDI, Laila ; DEL BUBBA, Massimo. Evaluation de l'apport fertilisant des boues et des eaux épurées de la ville de Médéa (Algérie). In : 2015.
42. KETTAB, Ahmed ; MITICHE, Ratiba ; BENNAÇAR, Naoual. De l'eau pour un développement durable : enjeux et stratégies. *Revue des sciences de l'eau*. 2008, t. 21, n° 2, p. 247-256.
43. KOLLER, Emilian. *Traitement des pollutions industrielles : eau, air, déchets, sols, boues*. Dunod Paris, France, 2004.
44. LABORATOIRE DE LA MITIDJA DES TRAVAUX PUBLICS ET BÂTIMENTS. *Etude de sol pour la Réalisation de la station d'épuration à Birine, Wilaya de Djelfa*. 2022. Rapp. tech., Dossier N° : 2022/DE/SOL/03. Office National de l'Assainissement ONA. Page 17.
45. LAZAROVA, V ; LEVINE, B ; RENAUD, P. La réutilisation des eaux usées : un enjeu de l'an 2000. *L'eau, l'industrie, les nuisances*. 1998, n° 212, p. 39-46.
46. LE MOINE, Manuel ; KOVARIK, Jean-Bernard ; PIET, Olivier. Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique : ROSA 2000. *Revue française de génie civil*. 2003, t. 7, n° 9, p. 1211-1230.
47. LEVINE, Audrey D ; TCHOBANOGLIOUS, George ; ASANO, Takashi. Characterization of the size distribution of contaminants in wastewater : treatment and reuse implications. *Journal (Water Pollution Control Federation)*. 1985, p. 805-816.
48. LIBES, Y. Les eaux usées et leur épuration. *Académie de Nancy-Metz*. 2010.
49. LJUNGGREN, M. Microscreening in wastewater treatment—an overview. *Vatten*. 2005, t. 61, n° 2, p. 117.
50. MAHESHWARI, Basant ; SINGH, Vijay P ; THORADENIYA, Bhadranie. *Balanced urban development : options and strategies for liveable cities*. Springer Nature, 2016.
51. METAHRI, Mohammed Saïd. *Elimination simultanée de la pollution azotée et phosphatée des eaux usées traitées par des procédés mixtes : cas de la STEP est de la ville de tizi ouzou*. 2012. Thèse de doct. Université Mouloud Mammeri.
52. METCALF ; EDDY, Inc ; ASANO, Takashi ; BURTON, Franklin L ; LEVERENZ, Harold ; TSUCHIHASHI, Ryujiro ; TCHOBANOGLIOUS, George. *Water reuse*. McGraw-Hill Professional Publishing United States of America, 2007.
53. METCALF, Leonard ; EDDY, Harrison P ; TCHOBANOGLIOUS, George ; BURTON, Franklin L ; STENSEL, H David. *Wastewater engineering : treatment and resource recovery*. McGraw-Hill Education, 2014.
54. MINISTÈRE DE L'HABITAT. Règles Parasismiques Algériennes. *DTR BC*. 1999, t. 2.
55. NAKIB, Maamar. *Etude des possibilités d'utilisation des eaux épurées et des boues d'épuration dans l'agriculture*. 2015. Thèse de doct.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

56. NICHOLAS, P Cheremisionoff; CHEREMISINOFF, A. Handbook of water and wastewater treatment technologies. *Press. USA, Boston, Washington*. 2002, t. 1, p. 33-37.
57. OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU. *Conception / Dimensionnement : Le traitement par boues activées*. 2005.
58. PERSSON, E ; LJUNGGREN, M ; COUR JANSEN, J la ; STRUBE, R ; JÖNSSON, L. Disc filtration for separation of flocs from a moving bed bio-film reactor. *Water Science and Technology*. 2006, t. 53, n° 12, p. 139-147.
59. PRONOST, Joseph ; PRONOST, R ; DEPLAT, L ; MALRIEU, J ; BERLAND, JM. Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation. *Guide Technique FNDAE*. 2002, n° 22.
60. QASIM, Syed R. *Wastewater treatment plants : planning, design, and operation*. Routledge, 2017.
61. RAHMAN, Muhammad Muhitur ; HAGARE, Dharma ; MAHESHWARI, Basant. Bayesian Belief Network analysis of soil salinity in a peri-urban agricultural field irrigated with recycled water. *Agricultural Water Management*. 2016, t. 176, p. 280-296.
62. RAHMAN, Muhammad Muhitur ; HAGARE, Dharma ; MAHESHWARI, Basant ; DILLON, Peter. Continuous real-time monitoring of salt accumulation in the soil due to recycled water irrigation. *Water : Journal of the Australian Water Association*. 2014, t. 41, n° 1, p. 63-68.
63. RAHMAN, Muhammad Muhitur ; HAGARE, Dharma ; MAHESHWARI, Basant ; DILLON, Peter. Impacts of prolonged drought on salt accumulation in the root zone due to recycled water irrigation. *Water, Air, & Soil Pollution*. 2015, t. 226, p. 1-18.
64. RAMADE, François ; PAPIGNY, AG. *Dictionnaire encyclopédique des pollutions : les polluants, de l'environnement à l'homme*. Ediscience international Paris, 2000.
65. RODIER, J. ; LEGUBE, B. ; MERLET, N. ; BRUNET, R. *L'analyse de l'eau - 9e éd. : Eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer*. Dunod, 2009. Environnement. ISBN 9782100541799.
66. RODIER, Jean ; GEOFFRAY, C ; RODI, L. *L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer : chimie, physico-chimie, bacteriologie, biologie*. Dunod., 1996.
67. SADOWSKI, AG. Traitement des eaux usées urbaines. *Cours ENGEES*. 2002, t. 3, p. 429-524.
68. SADOWSKY, AG. Méthode de calcul d'une filière de traitement-” Boues activées-Très faible charge-Nitrification et dénitrification-Traitement du phosphore. *Mars*. 2002.
69. SALGHI, R. *Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées*. 2009. Rapport technique. Ecole nationale des sciences appliqués d'Agadir. 20 pages.
70. SATIN, M. ; SELMI, B. ; REGIS, B. *Guide technique de l'assainissement*. Paris : Moniteur, 1999. ISBN 978-2-281-11239-9. Référence technique.
71. SATIN, Marc ; SELMI, Béchir ; BOURRIER, Régis. *Guide technique de l'assainissement : Évacuation des eaux usées et pluviales, conception et composants des réseaux, épuration des eaux et protection de l'environnement, exploitation et gestion des systèmes d'assainissement*. 2^e éd. Éd. du Moniteur, 1999. ISBN 2-281-11184-9. Collection Moniteur référence technique.
72. SPERANDIO, Mathieu. Développement d'une procédure de compartimentation d'une eau résiduaire urbaine et application à la modélisation dynamique de procédés à boues activées. *INSA, Toulouse, France*. 1998.

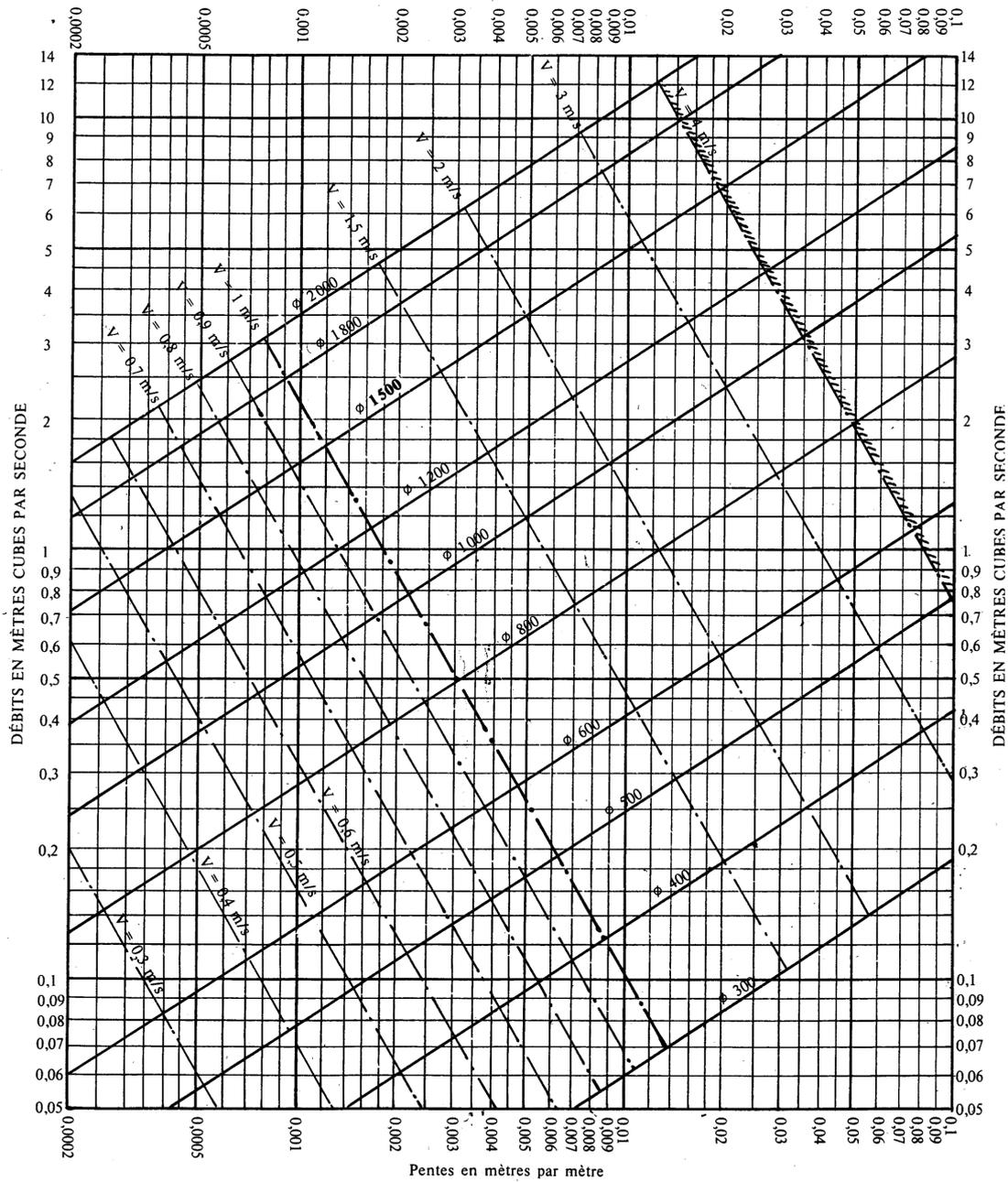
73. TCHOBANOGLIOUS, George ; BURTON, Franklin L ; STENSEL, H David. *Wastewater Engineering : Treatment and Reuse*. 4^e éd. McGraw-Hill Higher Education, 2003.
74. THOMAZEAU, Robert. *Stations d'épuration : eaux potables, eaux usées : précis théorique et technologique*. Technique et documentation, 1981.
75. USEPA. *Guidelines for Water Reuse*. United States Environmental Protection Agency, 2012.
76. VANDERMEERSCH, S. *Étude comparative de l'efficacité des traitements d'épuration des eaux usées pour l'élimination des micro-organismes pathogènes*. 2006. Diplôme d'études spécialisées en gestion de l'environnement. IGEAT, Université Libre de Bruxelles.
77. VAZQUEZ, J ; ZUG, M ; PHAN, L ; ZOBRIST, C. Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage. *Guide technique*. 2006.
78. WHO. *Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater*. World Health Organization, 2006.
79. ZAIDI, Mme C ; MOULLA, MAS ; AKHEL, MT ; NADJI, MA. Impact des activités humaines sur la qualité des eaux de la nappe alluvionnaire dans la région de Ain-Oussera. [s. d.].
80. ZARROUK, Mourad ; ELOMARI, Chaimae. *TRANSFORMATION D'UNE STATION D'ÉPURATION TYPE LAGUNAGE AÉRÉ EN LITS BACTÉRIENS OU BOUES ACTIVEES : Cas de la station de TAMESNA (Maroc occidental)*. 2020. Disp. à l'adr. DOI : 10.13140/RG.2.2.23054.48965/2. Thèse de doct.
81. ZHANG, Harry X. *Water Sustainability*. Springer Nature, 2023.
82. ØDEGAARD, Hallvard. Advanced compact wastewater treatment based on coagulation and moving bed biofilm processes. *Water Science and Technology*. 2000, t. 42, n° 12, p. 33-48.
83. ØDEGAARD, Hallvard. Compact wastewater treatment with MBBR. *Water Science and Technology*. 2020, t. 83, n° 1, p. 1-9.

ANNEXE I

ABaque Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

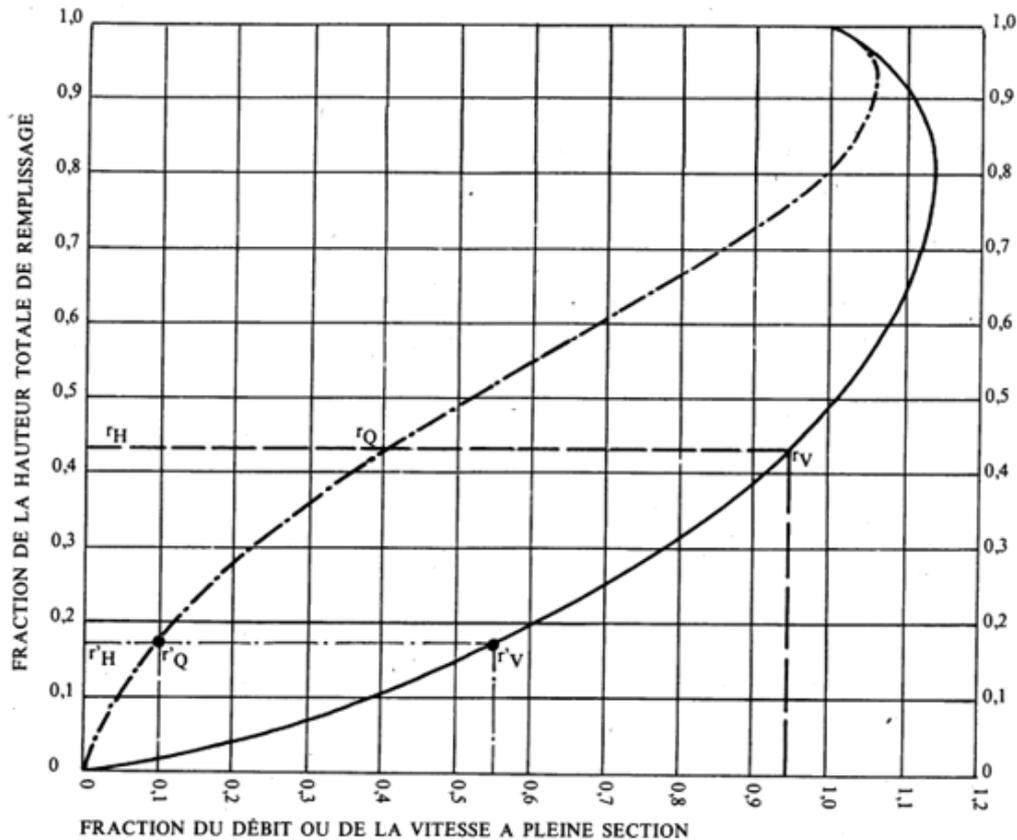
ANNEXE II

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ANNEXE III

Paramètres microbiologiques [39]

Groupes de cultures	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 fourragères (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 à éviter.

(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) À 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.

ANNEXE IV

Paramètres de qualité de l'eau [38]

Paramètres	Unité	Concentration maximale admissible
Physiques		
pH	-	$0.5 \leq \text{pH} \leq 8.5$
MES	mg/l	30
CE	ds/m	3
Infiltration (SAR)	ds/m	
SAR = 0-3		0.2
SAR = 3-6		0.3
SAR = 6-12		0.5
SAR = 12-20		1.3
SAR = 20-40		3
Chimiques		
DBO ₅	mg/l	30
DCO	mg/l	90
Chlor (Cl)	meq/l	10
Azote (NO ₃ ⁻)	mg/l	30
Bicarbonate (HCO ₃)	meq/l	8.5
Éléments toxiques		
Aluminium	mg/l	20
Arsenic	mg/l	2
Béryllium	mg/l	0.5
Bore	mg/l	2
Cadmium	mg/l	0.05
Chrome	mg/l	1
Cobalt	mg/l	5
Cuivre	mg/l	5
Cyanures	mg/l	0.5
Fluor	mg/l	15
Fer	mg/l	20
Phénols	mg/l	0.002
Plomb	mg/l	10
Lithium	mg/l	2.5
Manganèse	mg/l	10
Mercure	mg/l	0.01
Molybdène	mg/l	0.05
Nickel	mg/l	2
Sélénium	mg/l	0.02
Vanadium	mg/l	1
Zinc	mg/l	10

- (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.

ANNEXE V

Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées [38]

Groupes de cultures	Liste des cultures
Arbres fruitiers (1)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères (2)	Bersim, maïs, sorgho fourragers, vesce et luzerne.
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticales et avoine.
Cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et atriplex.
Plantes florales à sécher ou à usage industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

(1) L'irrigation avec des eaux usées épurées est permise à condition que l'on cesse l'irrigation au moins deux semaines avant la récolte. Les fruits tombés au sol ne sont pas ramassés et sont à détruire.

(2) Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit, afin de prévenir toute contamination du cheptel et, par conséquent, des consommateurs.