

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد محمد الله عرابوي"

ⵓⵔⵉⵎⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES

THEME :

Dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées urbains de la ville de SIDI AISSA (W. M'SILA) en vue de leur réutilisation.

Présenté par :

HADJAB IKRAM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Président
Mme KHALED Houli	M.A.A	Examineur
Mme TAFAT Leila	M.A.A	Examineur
Mr TOUIL Youcef	M.C.B	Examineur
MOKHTARI Sara	ING.CHEF	Promotrice

Session septembre 2025

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, Madame MOKHTARI Sara, pour sa disponibilité, sa patience et la pertinence de ses orientations. Ses conseils éclairés et son accompagnement constant ont été essentiels à la réalisation de ce mémoire.

J'adresse également ma reconnaissance aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'évaluer ce travail et pour le temps qu'ils y ont consacré.

Je remercie chaleureusement l'ensemble des enseignants de l'ENSH, dont l'engagement et la qualité des enseignements ont contribué de manière significative à ma formation académique et scientifique.

Un remerciement particulier va à Messieurs Ali Hattab et Ben Younes Mohamed, pour leurs conseils précieux et leur soutien tout au long de ce projet.

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude envers mes amis Abdelali Zahia, Gassem Nassima, Himeur Rami et Nouiga Ghania, pour leur amitié, leur soutien moral et leurs encouragements constants, qui m'ont été d'un grand réconfort durant ce parcours.

Enfin, mes remerciements s'adressent à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont apporté leur aide, leurs conseils ou leur appui. Que ces quelques lignes témoignent de ma reconnaissance la plus sincère.

Dédicace

*À la mémoire de mon cher **père**, parti trop tôt mais dont le souvenir continue de guider mes pas.*

*Puisse Dieu, dans Sa miséricorde infinie, lui accorder une place dans
Son vaste paradis.*

*À ma **mère** bien-aimée, modèle de patience, de courage et de tendresse, qui a consacré sa vie à mon éducation et à mon épanouissement. Ses prières, ses sacrifices et son soutien indéfectible sont le plus grand héritage qu'elle m'ait offert.*

*À mes chers **frères** et **sœurs**, dont l'affection et les encouragements m'ont toujours apporté force et réconfort. Vous êtes pour moi un appui précieux et une source de motivation permanente.*

*À mon neveu adoré, **Chouchou** et à ma tendre nièce **Leen** qui illuminent ma vie de leur innocence et de leur joie. Leur sourire est pour moi une véritable source de bonheur et d'énergie positive.*

À toute ma famille pour leur amour, leur confiance et leur présence constante dans mon parcours.

Je vous dédie ce modeste travail avec tout mon respect, ma gratitude et mon affection

ملخص:

تهدف هذه الدراسة إلى تصميم محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي بمدينة سيدي عيسى بولاية المسيلة، وذلك من أجل الحد من تلوث الأودية المحلية وتحسين استغلال الموارد المائية في المنطقة. استند العمل إلى تحليل شامل لخصائص المياه الملوثة مع اعتماد تقنية الحمأة المنشطة مدعمة بمرحلة تعقيم بالأشعة فوق البنفسجية. أظهرت النتائج أن هذه المنهجية تساهم في تحسين نوعية المياه، والحد من التأثيرات البيئية السلبية، إضافة إلى إمكانية إعادة استخدام المياه المعالجة في الري الزراعي، مما يقلل الضغط على الموارد المائية الطبيعية.

الكلمات المفتاحية:

معالجة مياه الصرف الصحي، الموارد المائية، سيدي عيسى، الحمأة المنشطة، الري المعالج.

Résumé :

L'objectif de ce travail est la conception d'une station d'épuration des eaux usées pour la ville de Sidi Aïssa, située dans la wilaya de M'sila, afin de limiter la pollution des oueds et de renforcer la disponibilité en eau. La démarche entreprise repose sur l'étude des caractéristiques des effluents et l'application du procédé des boues activées, associée à une désinfection finale par rayonnement UV. Les résultats mettent en évidence une amélioration considérable de la qualité des eaux, une protection accrue de l'environnement et la possibilité de réutiliser les effluents épurés à des fins agricoles, contribuant ainsi à une gestion durable des ressources hydriques.

Mots-clés :

Station d'épuration, Sidi Aïssa, Boues activées, Réutilisation agricole, eaux traitées.

Abstract:

This research focuses on the design of a wastewater treatment plant for the city of Sidi Aïssa, located in the M'sila province, with the aim of reducing river pollution and addressing water scarcity in the region. The adopted methodology included a comprehensive characterization of wastewater and the implementation of the activated sludge process, combined with ultraviolet disinfection as a tertiary treatment step. The findings demonstrate that this approach enhances water quality, mitigates environmental impacts, and allows the reuse of treated effluent for agricultural irrigation, thereby easing pressure on natural water resources.

Keywords:

Wastewater treatment plant, Sidi Aïssa, Activated sludge, Agricultural reuse, treated water

Sommaire :

Introduction générale :	1
I Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	2
Introduction	3
I.1 Situation géographique	3
I.2 Choix du site de la station d'épuration	4
I.3 Situation topographique	5
I.4 Situation géologique	5
I.5 Hydrogéologie	6
I.6 Sismicité	7
I.7 Situation climatique	8
I.7.1 Pluviométrie	8
I.7.2 Température	9
I.7.3 La vitesse du vent	10
I.7.4 L'évaporation	10
I.8 Situation hydraulique	11
I.8.1 Alimentation en Eau Potable (AEP)	11
I.8.2 Assainissement	12
I.9 Qualité des eaux usées	12
Conclusion	13
II Chapitre II : Généralités sur les eaux usées et les procédés de traitement	14
Introduction	15
II.1 Définition des eaux usées	15
II.2 Origine et typologie des eaux usées	15
II.2.1 Origines des effluents urbain	15
II.2.2 Propriétés des eaux usées :	16
II.3 Les étapes fondamentales du traitement des eaux usées	17
II.3.1 Prétraitement	18
II.3.2 Traitement physico-chimique (traitement primaire)	21
II.3.3 Traitement secondaire	24
II.3.4 Procédé à boues activées (cultures libres)	24
II.3.5 Traitement tertiaire	29
II.3.6 Traitement des boues	30
II.4 Conclusion	32
III Chapitre III : Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes.	33
Introduction	34

III.1	Evaluation de la population	34
III.2	Évaluation des débits et des charges polluantes	35
III.2.1	Évaluation des débits.....	35
III.2.2	Évaluation des charges polluantes.....	40
III.3	Caractéristiques des eaux usées de la ville de SIDI AISSA	42
	Conclusion	43
IV	Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration	44
	Introduction.....	45
IV.1	Dimensionnement des ouvrages de la station.....	46
IV.1.1	Prétraitement	46
IV.2	Estimation du volume des déchets retenus	49
IV.2.1	Dessableur-déshuileur	51
IV.3	Traitement secondaire.....	55
IV.3.1	Choix du régime de fonctionnement – Horizon 2050	55
IV.3.2	Élimination des polluants dans le bassin biologique.....	56
b.	Déphosphatation biologique	57
c.	Élimination de l'azote par nitrification et dénitrification.....	58
IV.3.3	Dimensionnement du bassin biologique (bassin d'aération).....	59
IV.3.4	Dimensionnement du bassin anaérobie	61
IV.3.5	Dimensionnement du bassin anoxique	62
IV.3.6	Dimensionnement du bassin d'aération	63
IV.3.7	Estimation des besoins en oxygène	65
IV.3.8	Dimensionnement du clarificateur	69
IV.3.9	Charges et concentrations en sortie du traitement secondaire.....	71
IV.4	Traitement tertiaire	72
IV.4.1	Filtration sur sable et rôle dans la désinfection	72
IV.4.2	Analyse technico-économique des méthodes de désinfection	72
IV.4.3	Désinfection par rayonnement ultraviolet	73
IV.4.4	Dimensionnement de l'unité de traitement tertiaire	73
IV.4.5	Filtration sur sable	74
IV.4.6	Désinfection par rayonnement ultraviolet (UV).....	76
IV.5	Traitement des boues	78
IV.5.1	Bilan des boues.....	78
IV.6	Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues	81
IV.6.1	Dimensionnement de l'épaississeur	81
IV.6.2	Déshydratation des boues.....	85
IV.6.3	Stabilisation aérobie des boues	84

IV.7	Dimensionnement de l'aire de stockage des boues	87
	Conclusion	88
V	Chapitre V : Calcul Hydraulique	89
	Introduction.....	90
V.1	Déversoir d'orage.....	90
V.1.1	Typologie des déversoirs d'orage	90
V.1.2	Calcul des diamètres des collecteurs.....	91
V.1.3	Dimensionnement du déversoir d'orage	92
V.2	Conduite de fuite	93
V.2.1	Définition	93
V.2.2	Dimensionnement d'une conduite de fuite	93
V.3	Conduite de By-pass.....	94
V.3.1	Dimensionnement de la conduite By-pass	94
V.4	Profil hydraulique.....	95
V.4.1	Dimensionnement des conduites reliant les ouvrages	95
V.4.2	Calcul des côtes piézométriques des ouvrages	97
	Conclusion	99
VI	Chapitre VI : Gestion et exploitation de la station.....	100
	Introduction.....	101
VI.1	Objectifs de la gestion d'une STEP	101
VI.2	Gestion et entretien de la station.....	101
VI.2.1	Mise en place de la documentation technique.....	102
VI.2.2	Moyens et techniques d'exploitation.....	102
VI.2.3	Suivi et contrôle du fonctionnement de la station d'épuration.....	104
VI.2.4	Dispositifs d'entretien des ouvrages	105
VI.3	Hygiène et sécurité	107
	Conclusion	108
VII	Chapitre VII : Évaluation des besoins et choix de culture	109
VII.1	Introduction	110
VII.2	Définition de la réutilisation des eaux usées traitées (REUE).....	110
VII.3	Domaines d'application de la REUE.....	110
VII.3.1	Usages urbains.....	110
VII.3.2	Usages industriels.....	110
VII.3.3	Recharge des nappes	111
VII.3.4	Usages agricoles.....	111
VII.4	Ressources en sol.....	111
VII.5	Qualité de l'eau d'irrigation	112

VII.6	Classification des eaux destinées à l'irrigation.....	112
VII.6.1	Salinité totale (concentration en sels dissous).....	112
VII.6.2	Risque d'alcalinisation (Rapport d'absorption du sodium – SAR).....	113
VII.6.3	Cas d'étude appliqué	114
VII.7	Calcul de la pluie de projet	114
VII.7.1	Répartition de la pluie moyenne annuelle	114
VII.7.2	Homogénéisation de la série pluviométrique	116
VII.7.3	Ajustement des pluies annuelles	118
VII.8	Test de validité de l'ajustement	119
VII.8.1	Détermination de l'année de calcul	119
VII.9	Besoins en eau des cultures	120
VII.9.1	Détermination des pertes par évapotranspiration	120
VII.9.2	Évapotranspiration maximale (ETM).....	122
VII.9.3	Coefficients culturaux (Kc).....	122
VII.9.4	Réserve facilement utilisable (RFU)	122
VII.9.5	Pluie efficace	123
VII.9.6	Calcul des besoins en eau d'irrigation.....	123
VII.10	Détermination du débit d'irrigation	126
VII.11	Calcul de la superficie irriguée	127
	Conclusion	128
	Conclusion générale :.....	129
	Références Bibliographiques	130
	ANNEXES.....	133

Liste des tableaux

Tableau I-1: Les analyses des eaux usées arrivent au STEP	12
Tableau II-1: Classification des procédés à boues activées (inspiré de Metcalf & Eddy, 2014)	25
Tableau III-1: Consommation d'eau à Sidi Aissa	34
Tableau III-2: Estimation du débit moyen des équipements	35
Tableau III-3: Capacité de traitement de la STEP et population desservie à l'horizon 2050	39
Tableau III-4: Présentation des calculs de débits à l'horizon 2050	40
Tableau III-5: Paramètres analysés des eaux usées brutes.....	41
Tableau III-6: Caractéristiques des effluents bruts et normes de rejet.....	42
Tableau IV-1 : Paramètres fondamentaux pour le dimensionnement de la STEP	45
Tableau IV-2: Charges polluantes journalières (Kg/j)	46
Tableau IV-3: Espacement et épaisseur des barreaux	47
Tableau IV-4: Les valeurs de β	49
Tableau IV-5: Résultats du dimensionnement du dégrillage grossier et fin	50
Tableau IV-6: Résultats du dimensionnement du dessableur-déshuileur – Horizon 2050	54
Tableau IV-7: Résultats des charges polluantes en (DBO ₅).....	57
Tableau IV-8: Synthèse des résultats liés à l'élimination biologique du phosphore.....	57
Tableau IV-9: Résultats de l'élimination de l'azote et des boues dans le bassin biologique..	59
Tableau IV-10: Résultats du dimensionnement et de la répartition du bassin biologique	64
Tableau IV-11: Coefficients a' et b' selon le régime de charge du traitement par boues activées.....	66
Tableau IV-12: Résultats de dimensionnement du système d'aération – Horizon 2050	68
Tableau IV-13: Résultats du dimensionnement du clarificateur	71
Tableau IV-14: Charges journalières en sortie du traitement secondaire	71
Tableau IV-15: Comparaison UV / Ozonation.....	72
Tableau IV-16: Dimensionnement du filtre à sable rapide	75
Tableau IV-17: Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable.	75
Tableau IV-18: Dimensionnement de la désinfection UV	78
Tableau IV-19: Quantité de boues en excès	79
Tableau IV-20: Résultats du calcul des boues produites dans le bassin biologique	81
Tableau IV-21: Résultats de dimensionnement de l'épaississeur (Horizon 2050)	83
Tableau IV-22: Résultats de dimensionnement de Stabilisation aérobie (Horizon 2050)	86
Tableau IV-23: Résultats du dimensionnement de la déshydratation mécanique.....	85
Tableau IV-24: résultats de dimensionnement de l'air de stockage des boues	87
Tableau V-1: Les valeurs de K, m et β	96
Tableau V-2: Résultats des calculs des longueurs et diamètres des conduites reliant les ouvrages	96
Tableau V-3: Résultats du calcul des cotes piézométriques.....	98
Tableau VII-1: Caractéristiques hydrodynamiques du sol argilo-limoneux	111
Tableau VII-2: Paramètres chimiques de l'eau d'irrigation.....	112
Tableau VII-3: Classification des eaux d'irrigation selon la conductivité électrique (Ayers & Westcot, 1985).....	113
Tableau VII-4: Classification des eaux selon le SAR (Richards, 1954)	113
Tableau VII-5: Moyennes mensuelles des précipitations enregistrées entre 1988 et 2022 ..	114

Tableau VII-6: Homogénéisation de la série pluviométrique selon la méthode de MOOD...	116
Tableau VII-7: Précipitations moyennes mensuelles corrigées pour l'année de calcul (freq= 80%).....	120
Tableau VII-8: Évapotranspiration potentielle mensuelle (ET ₀) calculée avec CROPWAT 8.0.....	121
Tableau VII-9: Pluies efficaces calculées par la méthode des pourcentages fixes	123
Tableau VII-10: Besoins en eau du pommier	124
Tableau VII-11: Besoins en eau de la vigne	124
Tableau VII-12: Besoins en eau de l'olivier	125
Tableau VII-13: Besoins nets en eau des cultures (mm).....	126

Liste des figures

Figure I-1: Situation géographique de la commune de SIDI AISSA dans la wilaya de M'sila[1]	4
Figure I-2: Site de la Station d'épuration de SIDI AISSA[1].....	5
Figure I-3: La géologie de la zone étudiée SIDI AISSA [1]	6
Figure I-4: Réseau hydrographique de la zone d'étude [1]	7
Figure I-5: Carte de zonage sismique du territoire algérien-RPA 99	8
Figure I-6: Pluviométrie mensuelle moyenne à sidi Aïssa [1]	9
Figure I-7: Température moyenne maximale et minimale à Sidi Aïssa (2009-2020) [1]	9
Figure I-8: Vitesse moyenne du vent à Sidi Aïssa (1994 à 2020) [1]	10
Figure I-9: Répartition moyenne mensuelle d'évaporation à Sidi Aïssa (1994 à 2020) [1]...	11
Figure II-1: Schéma illustratif d'un poste de prétraitement des eaux usées.....	21
Figure II-2: Schéma d'un décanteur cylindro-conique	22
Figure II-3: Schéma d'un décanteur circulaire destiné à l'épuration des eaux usées.....	23
Figure II-4: schéma de décanteur lamellaire	23
Figure II-5: Schéma d'un procédé de traitement biologique des eaux usées	25
Figure II-6: schéma d'un système de traitement biologique par lit bactérien fixe.....	26
Figure II-7: Schéma d'un système de traitement biologique par Disques biologiques rotatifs	27
Figure II-8: Recyclage des boues	28
Figure II-9: Schéma d'un épaisseur statique	30
Figure II-10: Coupe d'un lit planté de macrophytes	31
Figure VII-1: Ajustement des pluies annuelles aux lois de Gauss	119

Liste des abréviations

- STEP : Station d'épuration
- DBO₅ : Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours
- DCO : Demande chimique en oxygène
- MES : Matière en suspension
- MVS : Matière volatile en suspension
- MS : Matière sèche
- MM : Matière minérale
- Cv : Charge volumique
- Cm : Charge massique
- ΔX : quantité de boues
- MO : Matières oxydables
- EB : Eau brute
- EE : Eau épuré
- REUT : Réutilisation des eaux usées traitées
- NTK : Azote Kjeldahl total
- NH₄⁺ : Azote ammoniac
- NO₂⁻ : Azote nitreux
- NO₃⁻ : Azote nitrique
- Pt : Phosphore total
- Q_{pts} : Débit de pointe à temps sec
- Q_{tp} : Débit de pointe à temps pluvial.

Liste des planches

Planche 01 : Plan de masse de la step Sidi Aissa (w.M'sila).

Planche 02 : Profil hydraulique de la step de Sidi Aissa (w.M'sila).

Planche 03 : Plan des ouvrages de la step.

Planche 04 : Plan de l'épaisseur.

Introduction générale :

L'eau constitue une ressource vitale mais vulnérable, soumise à divers types de pollution qui affectent directement la santé humaine et l'équilibre des écosystèmes. Les sources de contamination sont multiples domestiques, industrielles et agricoles et font de la gestion de l'eau, qu'elle soit destinée à la consommation, à l'irrigation ou à l'usage industriel, une problématique centrale dans la recherche scientifique et technique. Face aux pressions croissantes liées au changement climatique et à la raréfaction de la ressource, le traitement des eaux usées représente aujourd'hui un enjeu environnemental majeur à l'échelle mondiale.

En Algérie, la situation est aggravée par la sécheresse récurrente, la croissance urbaine et les rejets industriels et agricoles, qui accentuent la pollution et amplifient la pénurie d'eau. Dans ce contexte, le recours aux stations d'épuration apparaît comme une solution incontournable pour protéger l'environnement et valoriser une ressource alternative. Parmi les procédés disponibles, la filière à boues activées est largement répandue grâce à son efficacité à réduire la charge polluante et à produire une eau pouvant être réutilisée dans l'agriculture, certains usages industriels, et parfois même comme ressource d'appoint.

La commune de Sidi Aïssa, située dans la wilaya de M'sila, occupe une place stratégique en tant que pôle commercial et agricole, mais elle souffre de problèmes liés à la pollution des oueds locaux, en particulier l'oued Djenane, récepteur principal des rejets domestiques. Cette pollution engendre des impacts négatifs sur l'environnement et sur les activités agricoles qui dépendent fortement de la disponibilité en eau. Pour répondre à cette problématique, le présent mémoire propose la conception d'une station d'épuration des eaux usées pour la ville de Sidi Aïssa, visant à limiter la dégradation des milieux récepteurs, améliorer la qualité des rejets, et permettre la réutilisation des eaux traitées dans l'irrigation, renforçant ainsi la durabilité agricole et la préservation des ressources hydriques.

Ce travail est structuré en sept chapitres complémentaires, organisés de manière séquentielle.

Chaque chapitre traite un aspect particulier de l'étude, depuis la présentation de la zone et l'analyse des effluents jusqu'au dimensionnement des ouvrages et à la discussion des résultats.

Les conclusions générales et recommandations finales viendront synthétiser les apports de ce projet.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter la ville de SIDI AISSA, en s'intéressant à ses caractéristiques géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques, ainsi qu'à son contexte démographique. Ces éléments constituent un socle fondamental pour un dimensionnement hydraulique fiable de la future station d'épuration, en assurant son adéquation aux spécificités du site et aux projections de charge polluante à traiter.

I.1 Situation géographique

La commune de Sidi-Aïssa, située à environ 90 km au nord-ouest du chef-lieu de la wilaya de M'Sila, s'étend sur une superficie de 632,5 km² et se trouve sur les Hauts Plateaux, à une altitude avoisinant 640 mètres. Grâce à sa position géographique privilégiée, elle constitue un carrefour régional entre les wilayas de M'Sila, Bouira et Médéa, tout en jouant un rôle central en tant que pôle commercial local. Administrativement, elle relève de la daïra de Sidi-Aïssa, qui regroupe également les communes de Bouti Sayah et Beni Ilmane.

Sur le plan des limites territoriales, la commune est bordée :

- **Au** nord par la wilaya de Bouira, incluant les communes de Takdit, El Hadjra Zerka, El Dira et El Maamoura
- **À** l'est, par la commune de Sidi Hadjres
- **À** l'ouest, par les communes de Cheniguel et Aïn Oukesir
- **Au** sud, par les communes d'Aïn El Hadjel et Bouti Sayeh



Figure I-1: Situation géographique de la commune de SIDI AISSA dans la wilaya de M'sila [1]

I.2 Choix du site de la station d'épuration

Le site sélectionné pour la station d'épuration se trouve à une altitude de 675 m, avec des coordonnées géographiques de 35.885187 N et 3.627862 E. Il couvre une superficie de 10 hectares, est éloigné des zones habitées et proche de terres agricoles, ce qui facilite la réutilisation des eaux traitées. Il est également traversé par l'oued Bou Sellam, permettant une évacuation naturelle en cas de non-réutilisation. L'accès au site est facilité par la présence d'une piste existante.

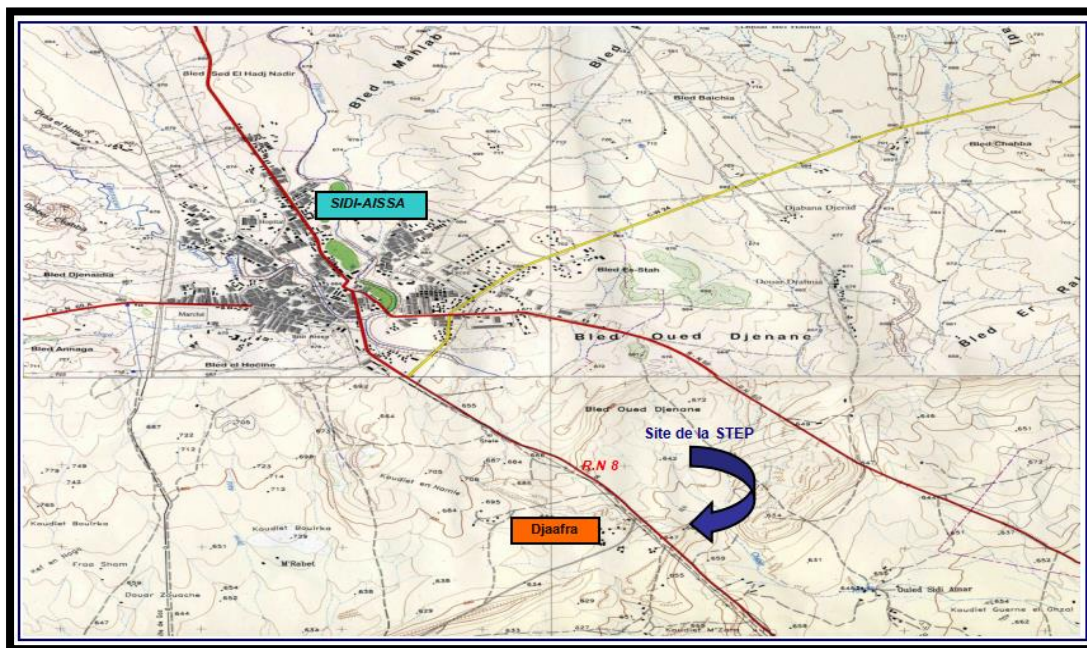


Figure I-2: Site de la Station d'épuration de SIDI AISSA [1]

I.3 Situation topographique

La région de Sidi Aïssa, se distingue par un relief typique des Hauts Plateaux, avec une altitude moyenne estimée à 675 mètres. Le terrain, globalement vallonné, varie entre une altitude minimale de 503 mètres et une maximale de 1432 mètres, selon les données issues de la cartographie topographique. D'après les données topographiques disponibles. On distingue cinq classes de pentes naturelles :

- De 0 à 5 % : dans les zones centrales urbanisées
- De 5 à 10 % : en périphérie du centre-ville
- De 10 à 20 % : dans les zones de transition
- De 20 à 30 % : dans les secteurs collinaires et agricoles
- Supérieures à 30 % : dans les zones montagneuses peu habitées.

La pente moyenne du site est d'environ 15 %

I.4 Situation géologique

La commune de Sidi Aïssa repose sur un substratum géologique dominé par le Crétacé supérieur, composé de calcaires compacts et de grès sableux. En surface, des formations quaternaires peu épaisses recouvrent la région, constituées principalement d'alluvions, de regs et de terrasses issues du comblement des vallées. Les sols sont pauvres en éléments

nutritifs, formés de sables fins parfois argileux, avec une faible porosité. Ces dépôts témoignent d'une activité érosive et sédimentaire marquée dans cette zone des Hautes Plaines du Hodna.

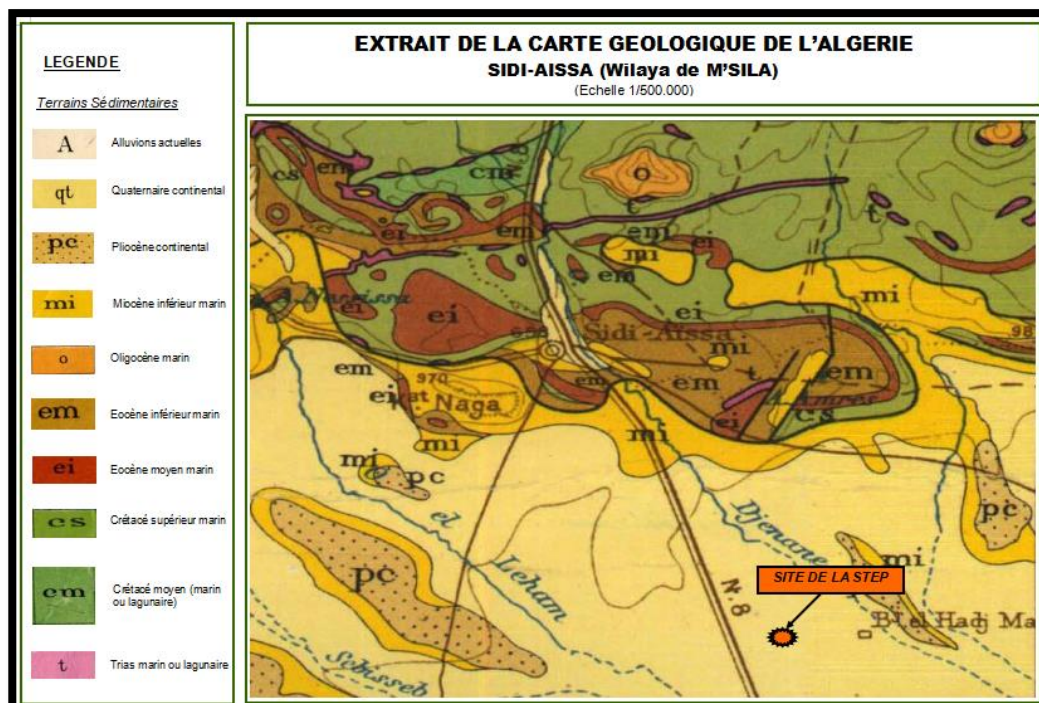


Figure I-3: La géologie de la zone étudiée SIDI AISSA [1]

I.5 Hydrogéologie

La commune de Sidi Aïssa est située dans le bassin versant du Hodna, caractérisé par des oueds intermittents à régime irrégulier. L'écoulement est limité en saison sèche mais peut provoquer des crues violentes en hiver. Le réseau hydrographique local comprend principalement les oueds Guetrini, El Gherak et Djenane.

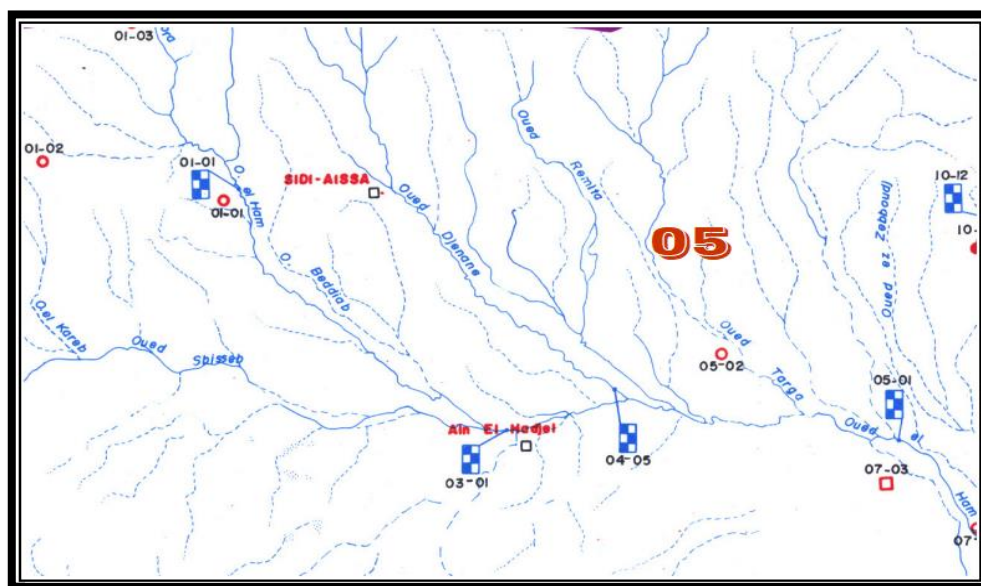


Figure I-4: Réseau hydrographique de la zone d'étude [1]

I.6 Sismicité

Conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003), le territoire national est subdivisé en quatre zones sismiques selon l'intensité des secousses susceptibles d'y survenir :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II_a et II_b : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

La commune de Sidi Aïssa se situe en zone sismique de niveau I, caractérisée par une faible activité sismique selon le zonage officiel établi en Algérie.

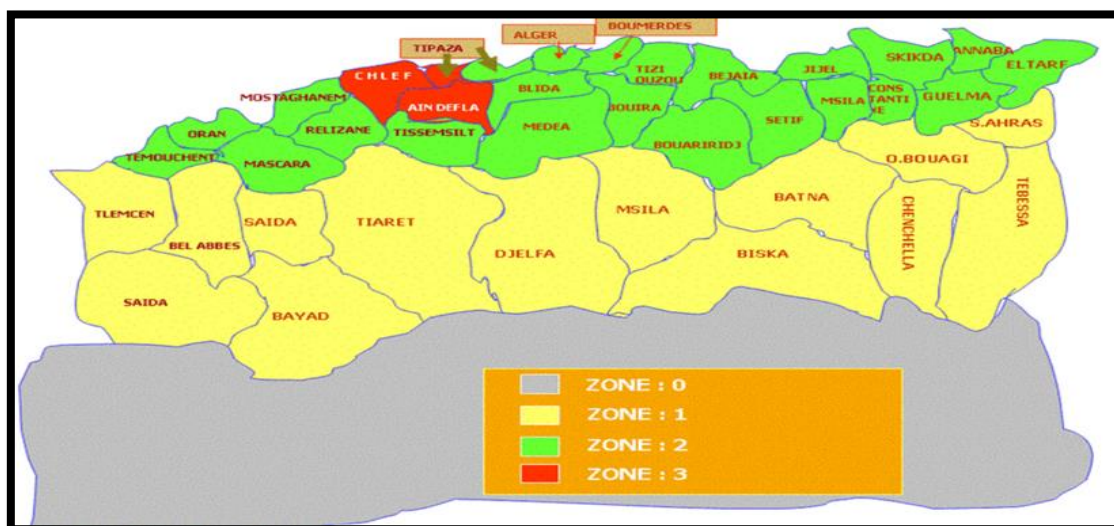


Figure I-5: Carte de zonage sismique du territoire algérien-RPA 99

I.7 Situation climatique

Sidi Aïssa présente un climat aride à semi-aride, avec des étés courts, très chauds et secs, et des hivers longs, froids et partiellement nuageux. Les données climatiques sont basées sur la station de SIDI AISSA

- Longitude : 4.30
- Latitude : 35.40
- Altitude : 441m

I.7.1 Pluviométrie

Sidi Aïssa, de climat semi-aride, présente une pluviométrie annuelle faible et irrégulière. Les précipitations les plus importantes surviennent entre février et avril ($\approx 35\text{--}40$ mm/mois), tandis que les mois d'été (juillet-août) sont très secs (< 10 mm). Ces variations influencent le dimensionnement hydraulique de la STEP, notamment en régime unitaire, en raison des hausses de débit et du transport accru de matières solides [1].

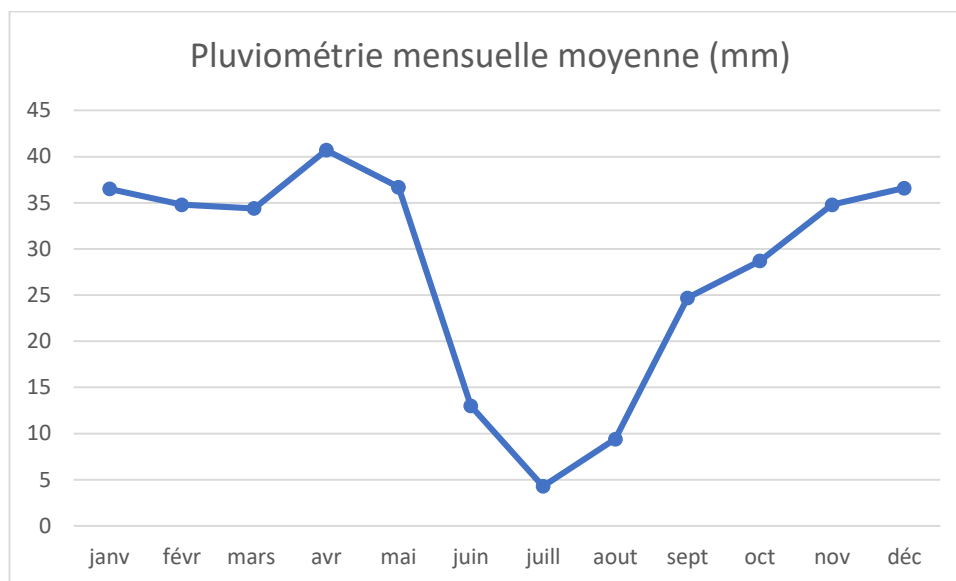


Figure I-6: Pluviométrie mensuelle moyenne à sidi Aïssa [1]

I.7.2 Température

Les températures influencent directement l'efficacité des processus biologiques dans les bassins d'aération [2].

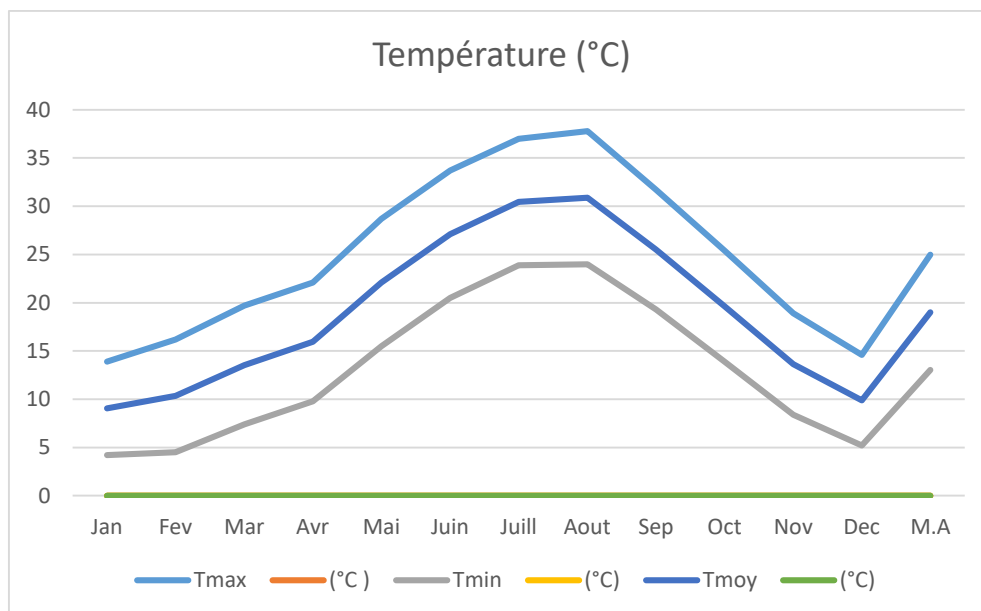


Figure I-7: Température moyenne maximale et minimale à Sidi Aïssa [1]

a) Le graphe illustre les températures moyennes mensuelles à SIDI AISSA.

Les températures atteignent leur maximum en été (36°C en Août) et leur minimum en hiver (environ 6-8°C en Janvier). Le test confirme ces données et précise que la moyenne annuelle est de 19°C. Le climat est donc caractérisé par étés chauds et des hivers frais à froids.

I.7.3 La vitesse du vent

Le vent, bien qu'utile à l'aération naturelle, peut provoquer des nuisances ou de l'érosion, d'où l'importance de prendre en compte sa vitesse et sa direction lors de la conception de la STEP.

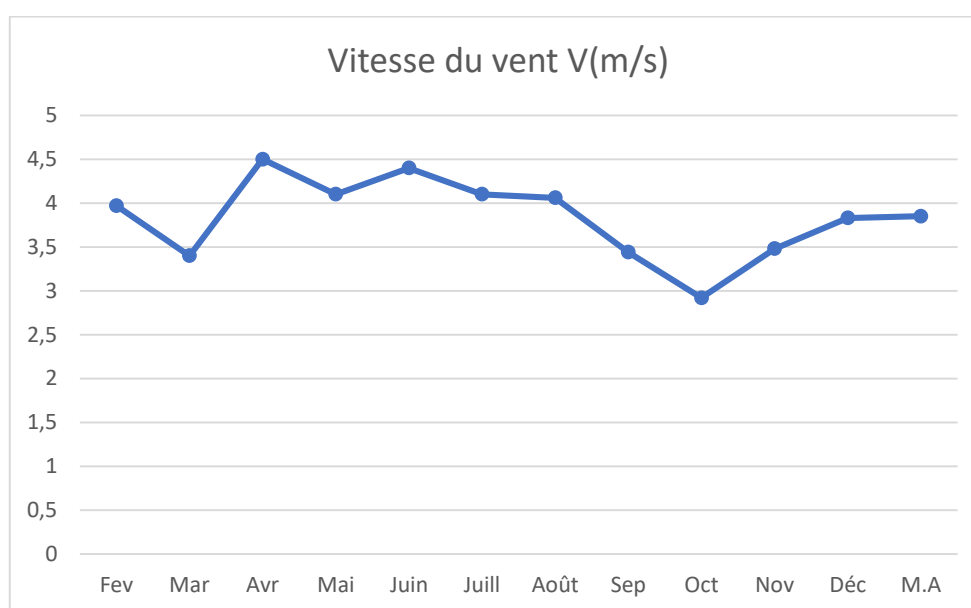


Figure I-8: Vitesse moyenne du vent à Sidi Aïssa (1994 à 2020) [1]

Le vent à Sidi Aïssa est modéré tout au long de l'année, avec des vitesses moyennes variant entre 12 et 15 km/h. Les périodes les plus venteuses sont février et novembre, tandis que la plus calme est observée en août.

I.7.4 L'évaporation

L'évaporation joue un rôle essentiel dans le fonctionnement des bassins de décantation, car elle influence la concentration des substances dissoutes.

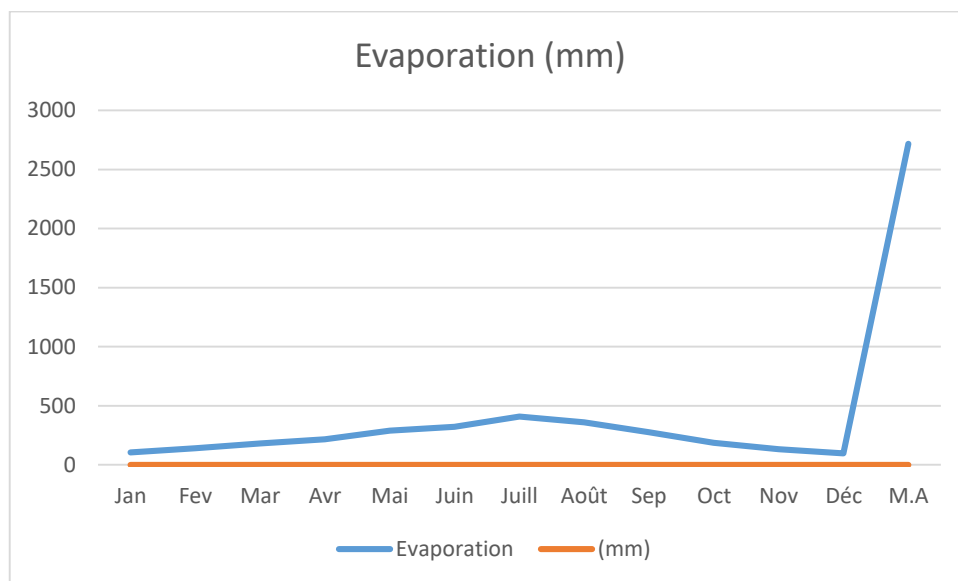


Figure I-9: Répartition moyenne mensuelle d'évaporation à Sidi Aïssa [1]

Les données enregistrées entre janvier et mai montrent une forte évaporation estivale, atteignant un pic de 350 mm en juillet, contre un minimum de 66,6 mm en décembre. La moyenne annuelle s'élève à 219,8 mm, traduisant un climat globalement sec.

I.8 Situation hydraulique

Une gestion rationnelle et durable des ressources en eau constitue un levier fondamental pour satisfaire les besoins des populations locales tout en préservant l'équilibre environnemental à long terme.

Elle englobe notamment les systèmes d'alimentation en eau potable ainsi que les infrastructures d'assainissement.

I.8.1 Alimentation en Eau Potable (AEP)

La ville de Sidi Aïssa est desservie par un réseau de distribution ramifié. L'alimentation en eau repose sur 5 forages et 1 source, avec une capacité de stockage de 8500 m³.

- Linéaire des réseaux d'adduction : 1500 km
- Sources : 5 forages + 1 source
- Dessert deux zones :
 - Zone I : Centre-ville (Cité Boudiaf, route Alger, etc.)
 - Zone II : Auto-construction, ZEA, ZHUN
- Matériaux utilisés : PEHD

- Taux de raccordement (AEP) : 100 %

I.8.2 Assainissement

Le système d'assainissement de Sidi Aïssa est de type unitaire, collectant à la fois les eaux usées et les eaux pluviales. Courant dans les zones anciennes ou semi-arides, il nécessite une attention particulière lors du dimensionnement des ouvrages en raison des fortes variations saisonnières de débit.

Le réseau est composé de conduites circulaires dont les diamètres varient de 200 mm à 1250 mm, pour une longueur totale de 70,71 km. Le taux de raccordement au réseau d'assainissement est également de 100 %, ce qui permet une couverture quasi intégrale de la population urbaine.

- Linéaire total : 70,71 km ;
- Diamètres de la conduite : 200–1250 mm (béton comprimé, armé, etc.)
- Taux de raccordement : 100 %.

I.9 Qualité des eaux usées

L'évaluation qualitative des effluents est essentielle pour dimensionner les ouvrages de traitement, en particulier ceux liés à l'aération, à la décantation et à la désinfection. Les paramètres suivants ont été mesurés à l'entrée du site prévu pour accueillir la future station d'épuration :

Tableau I-1: Les analyses des eaux usées arrivent au STEP

Paramètre	Unité	Valeur (mg/l)
Demande Biologique en Oxygène (DBO₅)	mg/L	363
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mg/L	838
Matières En Suspension (MES)	mg/L	354
Azote total (NTK)	mg/L	61
Ammonium (NH₄⁺)	mg/L	45,70
Nitrates (NO₃⁻)	mg/L	0,85
Nitrites (NO₂⁻)	mg/L	0,18

Phosphore total (P)	mg/L	13
Température moyenne	°C	18,15
Potentiel hydrogène (pH)	-	7,8

(Source : Résultats d'analyse – ONA M'sila, 2024)

Les fortes concentrations en DBO₅, DCO et MES indiquent une charge organique importante, typique des effluents domestiques bruts non traités. Le niveau élevé d'azote ammoniacal (NH₄⁺) et de phosphore souligne également la nécessité d'un traitement biologique renforcé pour prévenir l'eutrophisation dans les milieux récepteurs.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons rassemblé les informations fondamentales nécessaires à la conception d'une station d'épuration, notamment les aspects topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques de la commune de Sidi Aïssa. Il ressort que cette région est caractérisée par un climat semi-aride, avec des hivers froids et des étés modérément chauds. Le réseau d'assainissement est majoritairement unitaire et assure l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles vers l'Oued Djenane, qui constitue le milieu récepteur. Toutefois, compte tenu de la vulnérabilité de cet oued et de l'importance de préserver l'environnement, la mise en place d'une station d'épuration s'impose afin d'améliorer la qualité des eaux rejetées et de favoriser leur réutilisation, notamment à des fins agricoles dans les zones environnantes de la STEP.

Chapitre II :
Généralités sur les eaux usées et les
procèdes de traitement

Introduction

Le développement démographique, l'urbanisation accélérée et l'essor des activités économiques ont profondément modifié les dynamiques d'utilisation des ressources en eau. Cette évolution s'est traduite par une augmentation significative du volume des eaux usées à collecter et à traiter, en particulier dans les zones urbaines à forte densité de population. Ce phénomène exerce une pression croissante sur les infrastructures d'assainissement, lesquelles doivent être conçues pour répondre efficacement aux exigences environnementales et sanitaires.

Dans les régions confrontées à une disponibilité limitée de l'eau, les eaux usées représentent désormais une ressource alternative qu'il est possible de valoriser après traitement. Cette valorisation exige toutefois une connaissance approfondie de la nature des effluents et une sélection rigoureuse des procédés de traitement, afin de garantir la qualité de l'eau traitée et la durabilité des ouvrages [2].

II.1 Définition des eaux usées

Les eaux usées, également appelées eaux résiduaire, désignent l'ensemble des eaux altérées par une utilisation domestique, industrielle, agricole ou urbaine, et qui contiennent divers polluants susceptibles de nuire à l'environnement naturel.

Ces effluents sont généralement collectés par des réseaux d'assainissement et dirigés vers des stations de traitement avant leur rejet ou leur réutilisation. Sur le plan réglementaire et technique, la composition des eaux usées est un paramètre clé pour la conception des ouvrages, car elle détermine les charges polluantes à traiter (DBO, DCO, MES, etc.), les volumes à prendre en compte, ainsi que les procédés à mettre en œuvre.

II.2 Origine et typologie des eaux usées

II.2.1 Origines des effluents urbain

Les eaux usées urbaines résultent de la combinaison de plusieurs flux :

- a) Eaux usées domestique : Les eaux usées domestiques regroupent l'ensemble des rejets issus des activités quotidiennes dans les foyers, tels que les toilettes, la cuisine, la salle de bain ou la buanderie. Elles se divisent en deux sous-catégories :
 - Les eaux vannes : provenant des toilettes, sont fortement chargées en matières organiques, en azote ammoniacal et en micro-organismes pathogènes.

- b) Les eaux grises : issues des lavabos, douches, évier et machines à laver, contiennent principalement des tensioactifs, des graisses, ainsi que des matières solides
Eaux industrielles : Émises par les activités de production (agroalimentaire, chimie, textile, etc.), elles présentent une grande variabilité de composition. Ces eaux peuvent contenir des substances toxiques, corrosives ou difficilement biodégradables (métaux lourds, hydrocarbures, solvants), nécessitant souvent un prétraitement spécifique à la source avant admission dans le réseau public [3]
- c) Eaux de ruissellement urbain : Les eaux de ruissellement, issues des précipitations sur surfaces imperméables, transportent divers polluants. Elles peuvent être traitées avec les eaux usées dans un réseau unitaire ou dirigées vers des bassins de rétention dans un système séparatif.
- d) Eaux issues des services publics : il s'agit des eaux utilisées pour le nettoyage de voiries, marchés, équipements publics... Ces eaux sont souvent intégrées aux réseaux de collecte des eaux pluviales.
- e) Effluents agricoles : L'agriculture pollue les eaux en raison des engrais et pesticides, contribuant à des pollutions diffuses et à l'augmentation des nitrates et phosphates dans les nappes phréatiques et les cours d'eau.

II.2.2 Propriétés des eaux usées :

Les propriétés des eaux usées peuvent être regroupées selon la classification proposée par :

a) Paramètres physiques :

- **Température** : La température influence la vitesse des réactions biologiques, notamment les processus de biodégradation, ainsi que la solubilité de l'oxygène dissous.
- **Turbidité** : donne une première indication sur les matières en suspension.
- **Odeur** : sont souvent le signe de contaminations spécifiques (hydrocarbures, H_2S ...).

b) Paramètres chimiques :

- **PH** : doit généralement rester entre 6,5 et 8,5 pour garantir l'efficacité des traitements biologiques [4].

- Conductivité : Elle indique la concentration en ions tels que les sels et les métaux dissous, et permet d'estimer les teneurs en sels totaux, servant ainsi d'indicateur indirect de pollution industrielle.
- Oxygène dissous (OD) : Il est essentiel aux processus biologiques aérobies et constitue un indicateur direct de l'activité biologique dans les bassins d'aération.
- Demande Biologique en Oxygène sur 5 jours (DBO₅) : Quantité d'oxygène nécessaire aux microorganismes pour dégrader la matière organique biodégradable [4].
- Demande Chimique en Oxygène (DCO) : Quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement la matière organique totale
- Matières en Suspension (MES) : Reflète la teneur en matières solides en suspension présentes dans l'eau.
- Total des Solides Dissous (TDS) : Représente la concentration de matières en suspension ainsi que celle des sels minéraux et composés organiques dissous dans l'eau.
- Nutriments (azote et phosphore) : leur excès peut provoquer l'eutrophisation des milieux naturels.
- Métaux lourds et polluants spécifiques : Présents dans les rejets industriels : plomb, mercure, zinc, cadmium, etc.

c) Paramètres biologiques :

- Pathogènes (virus, bactéries, parasites) : Présents principalement dans les eaux vannes.
- Coliformes totaux et fécaux : Indicateurs de contamination fécale. Utiles pour évaluer les risques pathogènes.
- Microorganismes épurateurs : Bactéries aérobies ou anaérobies utilisées dans les traitements biologiques.

II.3 Les étapes fondamentales du traitement des eaux usées

Le traitement des eaux usées repose sur une combinaison séquentielle de procédés, chacun ayant un objectif précis. Le choix des étapes dépend des normes de rejet, des usages

projetés pour l'eau traitée (rejet naturel ou réutilisation), et des caractéristiques initiales de l'effluent.

Ces étapes incluent généralement le prétraitement, le traitement primaire, le traitement secondaire, et parfois un traitement tertiaire complémentaire.

II.3.1 Prétraitement

Le prétraitement constitue la première ligne de défense de toute station d'épuration urbaine. Il a pour objectif de protéger les équipements en aval contre l'encrassement, l'abrasion ou les obstructions, tout en améliorant l'efficacité des étapes suivantes. Les unités de prétraitement sont exclusivement dimensionnées en fonction du débit maximal horaire et de la charge polluante brute du réseau d'assainissement.

Les phases constitutives du prétraitement sont les suivantes :

- Le relevage hydraulique
- Le dégrillage
- Le tamisage
- Le dessablage-dégraissage

II.3.1.1 Relevage

Le relevage des eaux usées est nécessaire lorsque le niveau du réseau d'évacuation se situe en contrebas du point d'entrée de la station d'épuration. Cette configuration est fréquente dans les zones à topographie accidentée ou dans les réseaux gravitaires profonds. Le poste de relevage utilise des équipements tels que des pompes centrifuges à roues fermées multicanaux ou des vis d'Archimède, qui permettent de transférer les effluents à une altitude adaptée au traitement gravitaire qui suit [4].

II.3.1.2 Dégrillage

Le dégrillage constitue la première barrière physique contre les déchets solides de grande taille (plastiques, tissus, bois, etc.). Il joue un rôle crucial dans la protection des pompes et autres équipements contre les obstructions ou l'usure prématurée. L'efficacité d'un dégrilleur dépend principalement de l'espacement entre ses barreaux, choisi selon la nature des effluents à traiter. Un équilibre doit être trouvé entre la finesse de dégrillage et la fréquence de nettoyage nécessaire.

Les technologies disponibles se déclinent en plusieurs types :

II.3.1.2.1 Grilles manuelles

Constituées de barreaux métalliques inclinés entre 60 et 80°, elles sont nettoyées manuellement. Elles sont adaptées aux petites installations ou en appoint.

II.3.1.2.2 Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont

Ces équipements automatisés assurent le nettoyage en amont de la grille. On distingue :

- a) **Grilles courbes** : destinées aux installations moyennes, nettoyées par des peignes rotatifs.
- b) **Grilles droites à nettoyage alternatif** : La grille, généralement installée avec une inclinaison de 80°, est nettoyée à l'aide d'un système mécanique (râteau, peigne ou poche) qui extrait les déchets en les faisant remonter, avant de redescendre en dehors de la zone de filtration pour ne pas gêner l'écoulement.
- c) **Grilles droites à nettoyage continu** : efficaces contre les déchets feutrés (feuilles, textiles), avec un système motorisé d'extraction continue.

II.3.1.2.3 Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval

Utilisées comme système de pré-dégrillage pour les forts débits, les grilles mécaniques à nettoyage par l'aval sont des équipements automatisés assurant une extraction efficace des déchets depuis la sortie de l'écoulement. Bien qu'elles nécessitent peu d'intervention humaine, elles présentent un risque de remise en suspension des déchets captés dans l'eau traitée.

II.3.1.3 Tamisage

Le tamisage complète le dégrillage en retenant les particules plus fines. Il s'effectue à l'aide de toiles ou plaques perforées, dont la taille des ouvertures conditionne l'efficacité. On distingue deux catégories selon le diamètre des mailles :

II.3.1.3.1 Macro tamisage ($> 200 \mu\text{m}$) : sert à éliminer les gros déchets présents dans les eaux usées, protégeant ainsi les équipements en aval et améliorant l'efficacité du traitement global.

II.3.1.3.2 Micro tamisage (30 à $100 \mu\text{m}$) : améliore la qualité de l'eau en retenant les particules fines, mais son usage en prétraitement est limité par le risque de colmatage. Il réduit la charge polluante, protège les installations et permet la récupération de certains déchets.

Les dispositifs de tamisage les plus courants sont les tamis rotatifs et tamis vibrants, qui protègent les équipements en aval et facilitent la récupération de matières valorisables.

II.3.1.4 Dessablage

Le dessablage est essentiel pour extraire les particules minérales lourdes (sables, graviers), qui peuvent endommager les pompes ou réduire la capacité des bassins. Ce traitement est particulièrement nécessaire dans les réseaux unitaires et les zones à forte charge en matières inertes. Il cible les particules de taille supérieure à 200 μm ; les plus fines sont prises en charge par décantation.

La quantité de sable dépend de nombreux facteurs, notamment :

- La géologie locale
- L'état du réseau de collecte
- Le type de réseau (séparatif, unitaire ou mixte)
- La fréquence d'entretien du système

Le dessablage permet ainsi de :

- Réduire les dépôts dans les conduites
- Limiter l'usure mécanique Le retrait des particules abrasives comme le sable permet de limiter l'usure des équipements et de prolonger la durée de vie des installations.
- Préserver les performances des traitements biologiques en aval en protégeant la biomasse active et en évitant les colmatages causés par les particules minérales.

II.3.1.5 Dégraissage et Déshuilage

Le dégraissage et le déshuilage constituent une étape essentielle du prétraitement des eaux usées, visant à éliminer les substances flottantes telles que les graisses, les huiles et les hydrocarbures. Ces composés, dont la densité est inférieure à celle de l'eau, tendent à remonter à la surface. Leur accumulation peut entraîner la formation d'une couche superficielle nuisible à l'oxygénation et aux échanges biologiques, en particulier dans les bassins d'aération.

Pour favoriser leur séparation, le procédé repose généralement sur l'injection de microbulles d'air, provoquant la flottation des matières légères. Celles-ci sont ensuite éliminées par raclage en surface.

Rôle du dégraissage et du déshuilage est multiple :

- Elimination des graisses et huiles flottantes : leur retrait prévient la formation de films superficiels qui ralentissent les échanges gazeux.

- Prévention des obstructions : les graisses solidifiées peuvent obstruer les canalisations ou colmater les diffuseurs d'air, entraînant dysfonctionnements ou dégradations des équipements.
- Protection des traitements biologiques : la présence excessive de corps gras nuit à l'activité des micro-organismes, compromettant l'efficacité du traitement secondaire.
- Réduction de la DCO : en tant que composés organiques, huiles et graisses contribuent à la demande chimique en oxygène ; leur élimination diminue donc la charge organique à traiter.
- Amélioration de la décantation : en éliminant les substances hydrophobes, le dégraissage améliore la séparation des phases solides et liquides en décantation primaire.

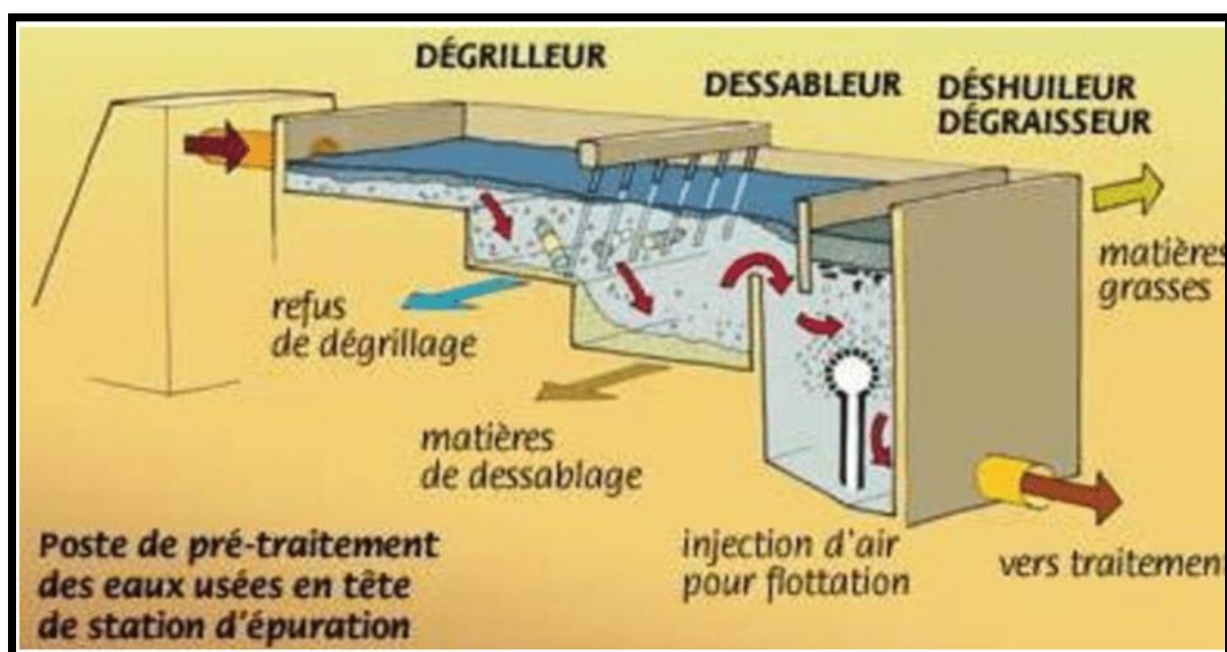


Figure II-1: Schéma illustratif d'un poste de prétraitement des eaux usées [6].

II.3.2 Traitement physico-chimique (traitement primaire)

Le traitement primaire constitue la première étape de clarification des eaux usées après les opérations de prétraitement. Il a pour objectif principal d'éliminer une part significative des matières en suspension (MES) par des procédés reposant sur la sédimentation gravitaire ou, si nécessaire, sur l'adjonction de réactifs chimiques pour améliorer l'efficacité de la décantation. Toutefois, à lui seul, ce traitement ne permet pas d'atteindre les standards requis pour un rejet conforme aux normes environnementales, notamment en milieu urbain dense où les pollutions organiques et colloïdales sont plus concentrées.

Le traitement primaire permet la décantation des particules denses, tandis que les colloïdes nécessitent des coagulants et flocculant pour former des floccs décantables. La flottation est utilisée plus rarement dans les stations urbaines moyennes. Le plus souvent, une décantation simple suffit à éliminer les boues.

II.3.2.1 Décanteurs statiques sans raclage

Les décanteurs statiques sans raclage permettent la sédimentation des matières en suspension par gravité, sans dispositif mécanique d'évacuation. Utilisés surtout dans les petites stations, ils réduisent la charge polluante en amont du traitement biologique, avec évacuation des boues par vidange périodique.

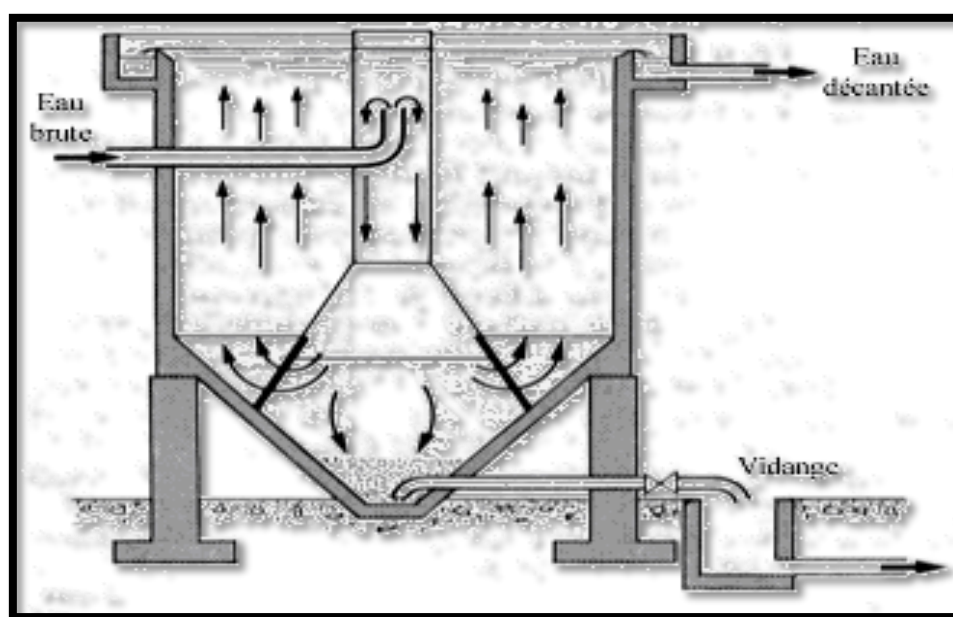


Figure II-2: Schéma d'un décanteur cylindro-conique

II.3.2.2 Décanteurs statiques avec raclage mécanique

II.3.2.2.1 Décanteurs circulaires

Les décanteurs circulaires permettent la sédimentation efficace des matières en suspension grâce à un écoulement radial et un raclage mécanique continu. Ils assurent l'évacuation simultanée des boues et des flottants, tout en garantissant une stabilité hydraulique favorable au traitement primaire.

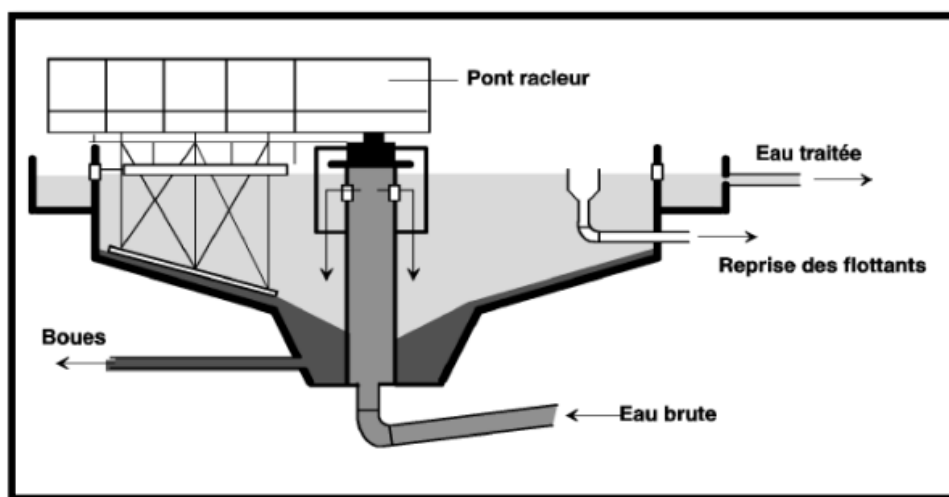


Figure II-3: Schéma d'un décanteur circulaire destiné à l'épuration des eaux usées [6]

II.3.2.2.2 Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Les décanteurs longitudinaux rectangulaires assurent une décantation efficace en régime d'écoulement horizontal. Grâce à un système de raclage mécanique (pont mobile ou chaînes à raclettes), ils permettent l'extraction continue des boues et des flottants, ce qui les rend adaptés aux stations d'épuration de taille moyenne.

II.3.2.2.3 Décantation lamellaire

La décantation lamellaire optimise la sédimentation des particules en augmentant la surface de décantation grâce à des plaques inclinées. Elle est idéale pour les stations compactes en milieu urbain, grâce à son rendement élevé et sa faible emprise au sol.

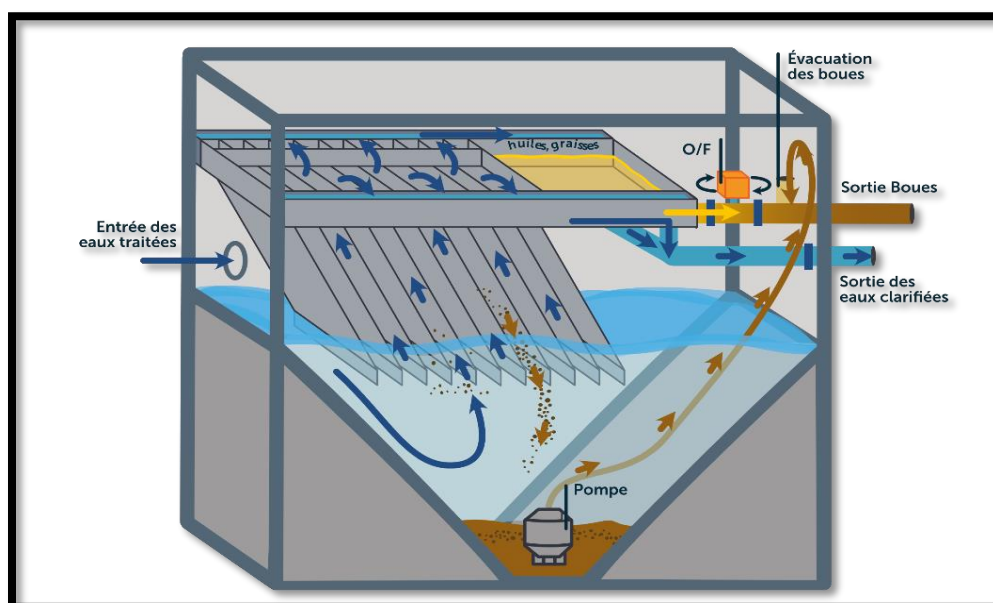


Figure II-4: schéma de décanteur lamellaire

II.3.3 Traitement secondaire

Le traitement secondaire vise à éliminer la pollution organique biodégradable grâce à l'action de micro-organismes en milieu aérobie. Il intervient après le traitement primaire et utilise différentes technologies selon les besoins et contraintes du site.

Un ensemble de méthodes biologiques peut être employé dans ce contexte, notamment les suivantes :

II.3.4 Procédé à boues activées (cultures libres)

Le système à boues activées est l'un des procédés biologiques les plus répandus dans les stations d'épuration urbaines. Il repose sur la mise en contact directe de l'effluent avec une biomasse en suspension dans un bassin d'aération, alimenté en oxygène.

Une installation typique se compose de plusieurs éléments fondamentaux :

- **Un bassin d'aération** : où les microorganismes (principalement des bactéries aérobies) consomment la matière organique dissoute présente dans l'eau. L'oxygénation est assurée par des supprimeurs ou des turbines de surface.
- **Un clarificateur secondaire** : qui permet la séparation par décantation de la biomasse active (boues) de l'eau traitée. L'eau clarifiée est alors dirigée vers la filière de rejet ou de traitement tertiaire.
- **Un système de recirculation des boues** : qui renvoie une partie des boues décantées vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration bactérienne optimale (MLSS) et ainsi garantir un traitement efficace.
- **Un système de brassage** : souvent couplé à l'aération, qui assure une bonne homogénéisation du mélange liquide-biomasse et empêche les dépôts au fond du bassin.

Ce procédé est particulièrement adapté aux stations traitant des eaux usées urbaines à forte variabilité de débit et de charge organique.

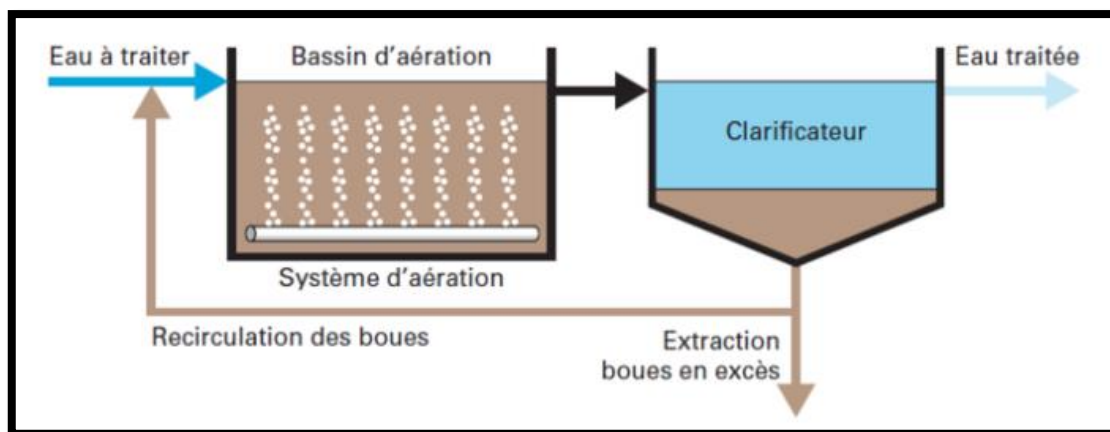


Figure II-5: Schéma d'un procédé de traitement biologique des eaux usées [7]

a) Classification des procédés à boues activées

Les procédés à boues activées sont classés selon leur charge massique en DBO₅, ce qui permet de distinguer différents régimes de fonctionnement (très faible à forte charge) en fonction du niveau de pollution et des conditions d'exploitation.

Tableau II-1: Classification des procédés à boues activées [10]

Type de procédé	Cm (kg DBO ₅ /kg MVS·j)	Cv (kg DBO ₅ /m ³ ·j)	Temps de séjour (h)	O ₂ (kg/j)	Boues excédentaires (kg/j)	Recyclage	Rendement DBO ₅ (%)
Forte charge	0.40 – 1.20	1.50 – 3.00	1 – 2	0.30 – 0.50	0.80	Jusqu'à 300	< 80 %
Moyenne charge	0.15 – 0.40	0.50 – 1.50	2 – 4	0.50 – 1.00	0.60	50 – 100	80 – 90 %
Faible charge	0.07 – 0.15	< 0.40	12 h à plusieurs j	1.50 – 2.00	0.20	10 – 50	> 90 %
Très faible	< 0.07	< 0.30	> 20 h	> 1.50	0.20	< 10	> 95 %

b) Choix du procédé d'épuration

Le choix du procédé à mettre en œuvre dans une station d'épuration dépend du type d'effluents à traiter, de la taille de la collectivité desservie, et des objectifs de qualité de rejet. Les principaux types sont :

- Forte charge : adapté aux effluents très chargés, issus de grandes agglomérations il se caractérise par un temps de séjour court et une production élevée de boues.
- Moyenne charge : également utilisé dans les zones urbaines, il offre un bon compromis entre efficacité de traitement et stabilité opérationnelle.
- Faible a très faible charge : deal pour les petites et moyennes collectivités, notamment lorsque des performances épuratoires élevées sont exigées (notamment en matière de nitrification).

II.3.4.1 Lit bactérien (cultures fixées) :

Le lit bactérien est un procédé biologique à cultures fixées où les micro-organismes se développent en biofilm sur un support solide. L'effluent est réparti en surface, favorisant l'oxygénation et la dégradation de la matière organique. L'eau traitée est ensuite clarifiée pour séparer les particules détachées. Ce procédé, adapté aux petites installations, est économe en énergie mais sensible aux surcharges [7].

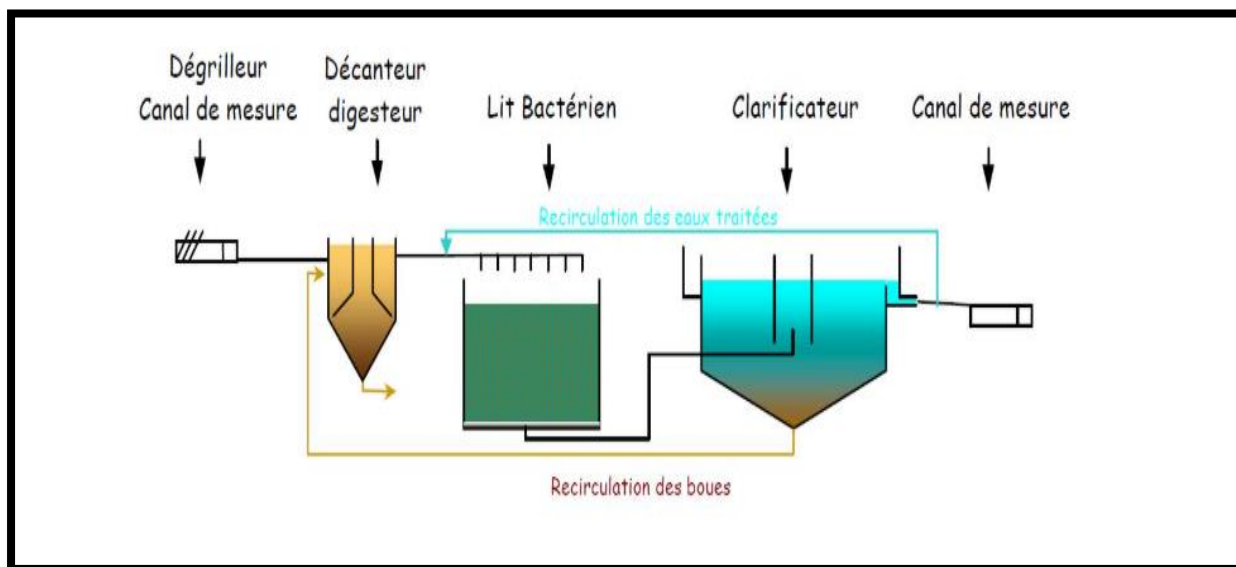


Figure II-6: schéma d'un système de traitement biologique par lit bactérien fixe [7]

II.3.4.2 Disques biologiques rotatifs (cultures fixées)

Les disques biologiques, ou bio-disques, représentent une autre forme de traitement à cultures fixées. Le système se compose de séries de disques en plastique montés horizontalement sur un axe rotatif, partiellement immergés dans un canal où circule l'eau à traiter.

En tournant lentement, les disques permettent une alternance régulière entre immersion dans l'effluent et exposition à l'air. Cette configuration favorise à la fois l'adsorption de la matière organique et l'apport en oxygène nécessaire à la respiration des micro-organismes. Le biofilm qui se forme à la surface des disques dégrade ainsi les polluants organiques.

Ce type de traitement est particulièrement adapté aux petites stations ou zones rurales, en raison de sa simplicité d'exploitation et de sa faible consommation énergétique. Toutefois, il reste peu tolérant aux fortes variations de charges polluantes [7].

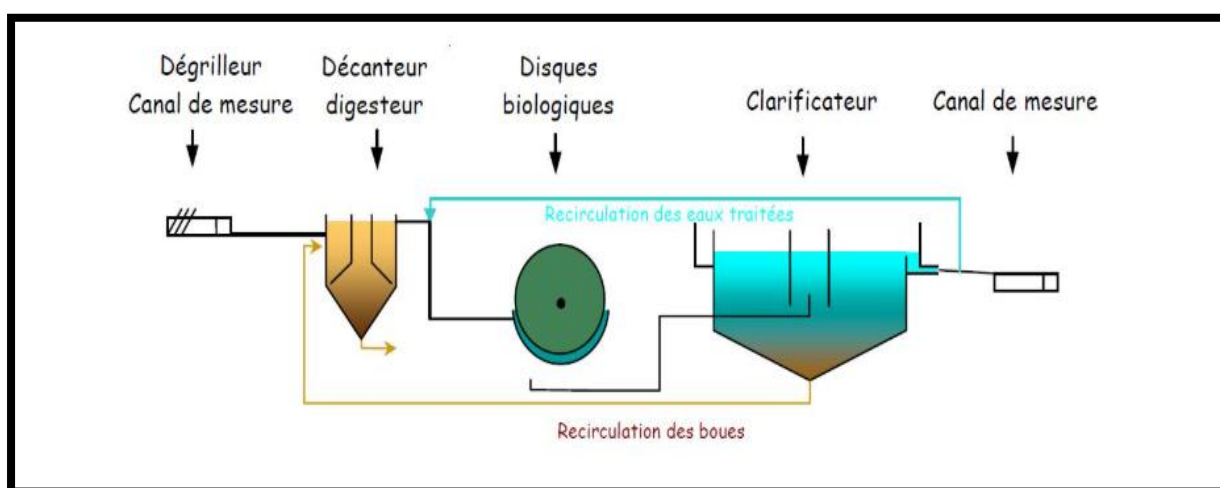


Figure II-7: Schéma d'un système de traitement biologique par Disques biologiques rotatifs [7]

II.3.4.3 Déphosphatation

L'élimination du phosphore, facteur limitant dans l'eutrophisation des milieux aquatiques, est assurée soit par des procédés biologiques, soit par des procédés physico-chimiques. Le traitement biologique repose sur l'alternance de phases anaérobies et aérobies permettant l'enrichissement en phosphore de certaines souches bactériennes appelées PAO (Phosphores Accumulation Organismes). Bien que plus respectueux de l'environnement, ce procédé présente une efficacité variable [8].

La déphosphatation physico-chimique, plus répandue, repose sur la précipitation des

phosphates à l'aide de réactifs comme le chlorure ferrique, le sulfate d'aluminium ou la chaux. Cette méthode peut être intégrée au bassin biologique ou appliquée en traitement final, selon les contraintes de la filière [8].

II.3.4.4 Élimination de l'azote

Il arrive que le traitement biologique secondaire ne permette pas une élimination complète de l'azote, laissant subsister une partie de la charge azotée, principalement sous forme d'ammonium. Or, l'azote doit être éliminé pour prévenir les risques d'eutrophisation des milieux récepteurs. Cette élimination repose généralement sur deux étapes biologiques successives (la nitrification et la dénitrification) [11].

- La nitrification : réalisée en milieu aérobie, permet la transformation de l'ammonium (NH_4^+) en nitrate (NO_3^-) grâce à l'action de bactéries nitrifiantes.
- La dénitrification : effectuée en milieu anoxique, convertit les nitrates en azote gazeux (N_2) qui est ensuite libéré dans l'atmosphère. Cette étape nécessite une source de carbone organique (souvent la DBO5 de l'effluent) comme donneur d'électrons.

Lorsque la DBO5 de l'effluent est insuffisante, un apport externe en carbone (ex. : méthanol, éthanol) peut être requis pour garantir une dénitrification efficace.

Parmi les procédés couramment utilisés, le schéma de Ludzack-Ettinger est basé sur une pré-dénitrification : l'effluent brut traverse d'abord une zone anoxique, puis une zone aérobie, avec recirculation des nitrates formés en aération vers la zone anoxique. Ce procédé optimise l'usage de la matière organique présente dans les eaux usées et limite les coûts liés à l'ajout de réactifs [9].

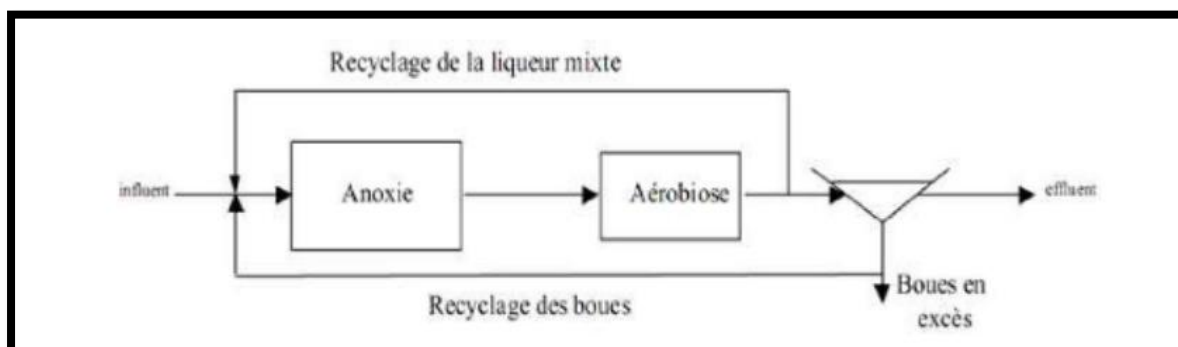


Figure II-8: Recyclage des boues [9]

II.3.5 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire constitue la phase finale de perfectionnement du processus d'épuration. Son objectif principal est d'éliminer les résidus de polluants persistants après les traitements primaire et secondaire, ainsi que de réduire, voire supprimer, les micro-organismes pathogènes (bactéries, virus, protozoaires) encore présents dans l'effluent. Cette étape vise à renforcer la qualité de l'eau traitée afin de satisfaire des normes environnementales strictes, notamment en cas de rejet dans le milieu naturel ou de réutilisation des eaux épurées

Méthodes courantes :

II.3.5.1 Désinfection par chloration

La chloration est une méthode de désinfection largement utilisée, reposant sur l'ajout de composés chlorés (Cl_2 , NaOCl , ClO_2) pour inactiver les agents pathogènes. Bien qu'efficace à faible dose, elle peut laisser un résidu chloré toxique pour le milieu aquatique, nécessitant souvent une étape de déchloration en aval [12].

II.3.5.2 Désinfection par ozonation

L'ozonation utilise l'ozone (O_3) pour éliminer efficacement les micro-organismes par oxydation. Instable, l'ozone se dégrade rapidement en oxygène sans laisser de résidu toxique, et ne génère pas de sous-produits chlorés, contrairement à la chloration [12].

II.3.5.3 Désinfection par rayonnement ultraviolet (UV)

Le traitement UV désinfecte l'eau en exposant les micro-organismes à un rayonnement ultraviolet (254 nm) qui altère leur ADN, les rendant inactifs. Cette méthode est efficace contre divers pathogènes sans générer de résidus chimiques [12].

II.3.5.4 Adsorption sur charbon actif

L'adsorption sur charbon actif est utilisée en traitement de finition pour éliminer les micropolluants organiques (pesticides, résidus pharmaceutiques, odeurs) grâce à sa structure poreuse, assurant une purification avancée de l'eau.

II.3.5.5 Filtration sur sable

La filtration sur sable est un procédé de clarification visant à réduire la turbidité, les matières en suspension et les germes pathogènes. Précédée de coagulation-floculation et de décantation, elle est essentielle dans les systèmes de réutilisation des eaux traitées.

II.3.6 Traitement des boues

Les boues issues des stations d'épuration sont des sous-produits concentrant les matières solides séparées de l'eau durant les différentes étapes du traitement. Elles contiennent des éléments organiques, minéraux, des microorganismes ainsi qu'une proportion importante d'eau. Le traitement des boues vise à réduire leur volume, leur nuisance, et à en valoriser les composants utiles, notamment en agriculture.

II.3.6.1 Épaississement

L'épaississement est une opération de réduction du volume des boues par élimination partielle de l'eau libre. Elle permet d'augmenter la concentration en matière sèche avant les étapes ultérieures. Cette opération est généralement simple, peu énergivore, et adaptée aux petites collectivités.

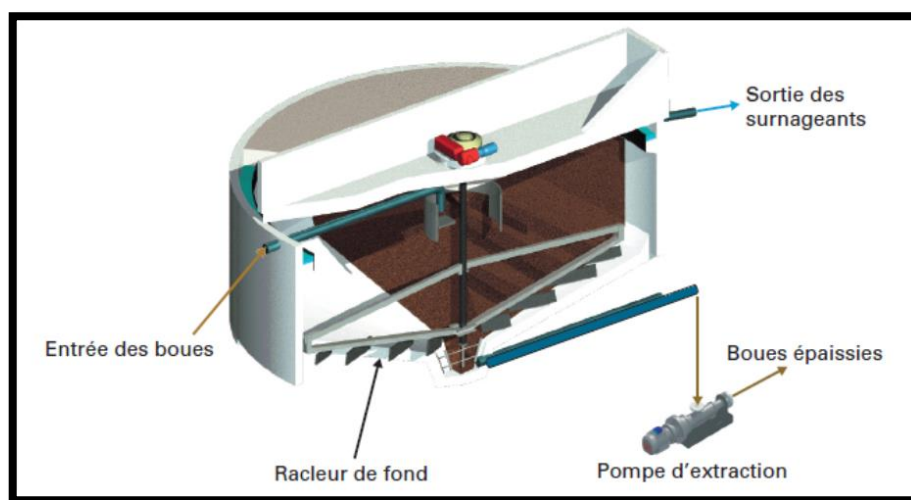


Figure II-9: Schéma d'un épaisseur statique

II.3.6.2 Stabilisation et hygiénisation

Cette étape vise à limiter les fermentations et les émissions de gaz malodorants ou toxiques (méthane, H_2S), tout en réduisant la charge bactérienne pathogène. La stabilisation améliore aussi la siccité des boues et prépare leur valorisation agricole ou énergétique [13].

II.3.6.3 Déshydratation

La déshydratation consiste à extraire l'eau contenue dans les boues, en visant une siccité de 15 à 40 %, selon la méthode employée. Elle peut être :

II.3.6.3.1 Déshydratation Naturelle

Par lit de séchage ou lit planté de macrophytes, solution simple mais nécessitant de grandes surfaces.

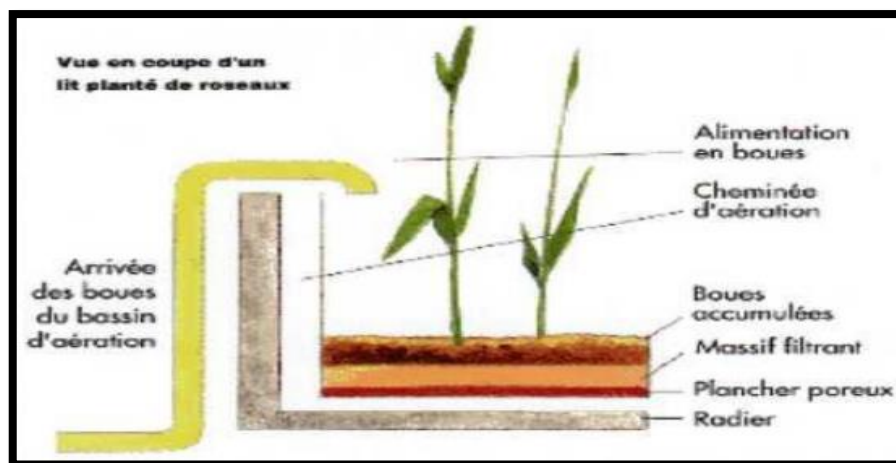


Figure II-10: Coupe d'un lit planté de macrophytes

II.3.6.3.2 Déshydratation Mécanique

Par filtre-presse, centrifugation ou filtres à bandes, technologies plus compactes et efficaces pour les collectivités urbaines.

II.3.6.4 Évacuation ou valorisation des boues

Trois voies principales sont disponibles pour gérer les boues après traitement :

II.3.6.4.1 Mise en décharge

Les boues, après un traitement de déshydratation plus ou moins poussé, étaient transportées vers des décharges contrôlées, où elles étaient étalées, compactées et recouvertes de matériaux inertes.

II.3.6.4.2 Valorisation agricole

Épandage de boues stabilisées et hygiénisées, riches en azote et phosphore, soit sous forme liquide, solide ou compostée.

II.3.6.4.3 Incinération

Combustion des boues déshydratées, parfois auto-combustibles. Cette option nécessite un traitement complexe des fumées (dépoussiérage, oxydation catalytique) pour respecter les normes de qualité de l'air.

II.4 Conclusion

Le traitement des eaux usées repose sur des procédés complémentaires visant à réduire les polluants et à protéger l'environnement. Le choix des techniques dépend de la qualité des effluents, du milieu récepteur et des possibilités de réutilisation. Une fois traitées, les eaux peuvent être rejetées sans risque majeur, tandis que les boues produites nécessitent une gestion spécifique. Le dimensionnement des ouvrages doit ainsi être rigoureusement adapté aux besoins locaux pour garantir une épuration efficace et durable.

Chapitre III : Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes.

Introduction

Pour concevoir une station d'épuration qui fonctionne bien sur le long terme et qui puisse s'adapter aux besoins changeants, il est essentiel de commencer par une évaluation rigoureuse. Cela signifie qu'il faut mesurer précisément les débits d'eaux usées et analyser leurs caractéristiques, notamment leur charge polluante. Ces informations sont cruciales pour dimensionner correctement la station et s'assurer qu'elle pourra traiter efficacement les eaux usées.

III.1 Evaluation de la population

Pour estimer la capacité de la station d'épuration, il est essentiel d'évaluer la population à différents moments pour la commune de SIDI AISSA, en se basant sur une attribution théorique de 150 l/hab/j et un taux de croissance supposé de $T=1,97\%$. Et une population actuelle (pour l'année 2025) de $P_0 = 112\,776$ habitants

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

Avec :

P : population estimée pour la période d'étude.

P0 : Population de référence pour l'année 2025.

T : Taux de croissance

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

Les résultats obtenus pour les deux horizons sont illustrés dans le tableau suivant.

Tableau III-1: Consommation d'eau à Sidi Aissa

Horizon	2025	2050
Population (habitants)	112 776	183 665
Dotation (L/hab/j)	150	150
Consommation journalier (m3/j)	16 916,4	27 549,75

III.2 Évaluation des débits et des charges polluantes

III.2.1 Évaluation des débits

On estime que les habitants rejettent 80 % du débit de consommation, avec une attribution de 150 L/habitant/jour. On cherche à définir :

- Le débit total journalier
- Le débit moyen horaire
- Débit de point par temps sec
- Débit de point par temps de pluie

III.2.1.1 Débit moyenne journalier des eaux usées domestiques

$$Q_{\text{moy.j}} = \text{Dot} * N$$

III-2

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: La consommation moyen journalier (m³/j)

Dot : indique le volume d'eau consommé par chaque résident. Pour la zone de SIDI AISSA, une dot= 150 L / hab /j

N : Évaluation de la population à l'horizon 2050

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{moy.j}} = 150 * 183665 = 27\,549,75 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.1.2 Débit moyenne journalier des eaux usées des équipements :

Les besoins hydrauliques ont été estimés à partir des dotations unitaires et du nombre d'unités par secteur. Les résultats détaillés sont synthétisés dans le tableau ci-après :

Tableau III-2: Estimation du débit moyen des équipements

Secteur	Type d'équipement	Quantité	Dotation (L/unité/j)	Unité	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Q _h (m ³ /h)
Sanitaire	Hôpital	2000	300	Lits	600	25
	Salle de soins (3)	1000	200	Patients	200	8,3333333
	Polyclinique (2)	900	200	Patients	180	7,5

CHAPITRE III : CALCUL DES CHARGES HYDRAULIQUES ET DES CHARGES POLLUANTES.

Éducatif	Écoles (33 établissements)	22989	10	Élèves	229,89	9,57875
Administratif	Siège de l'APC	800	15	Employés	12	0,5
	Daïra	100	15	Employés	1,5	0,0625
	PTT	600	15	Employés	9	0,375
	Subdivision travaux publics	50	15	Employés	0,75	0,03125
	Subdivision hydraulique	40	15	Employés	0,6	0,025
	CNASSAT	50	15	Employés	0,75	0,03125
	Tribunal	100	15	Employés	1,5	0,0625
	Agence foncière	35	15	Employés	0,525	0,021875
	Subdivision urbanisme	35	15	Employés	0,525	0,021875
	Subdivision forêts	35	15	Employés	0,525	0,021875
	CNAP	45	15	Employés	0,675	0,028125
	S.M.P	95	15	Employés	1,425	0,059375
Public	Mosquées (9)	15000	10	Fidèles	150	6,25
	Siège de police (3 unités)	850	10	Policiers	8,5	0,3541667
	Centre culturel	200	5	Prisonniers	1	0,0416667
	Salles de sport (2)	600	25	Sportifs	15	0,625
	Maison de jeunes (2)	900	25	Sportifs	22,5	0,9375
	Stade	9000	25	Sportifs	225	9,375
Commercial	Stations de lavage/grais-sage(17)	500	1000	voitures	500	20,833333

	Restaurants(50)	400	60	clients	24	1
	Cafés (45)	900	40	clients	36	1,5
	Hammams (8)	900	500	usagers	450	18,75
	Bains et douches publics(5)	600	300	usagers	180	7,5
	Hôtels (1)	850	50	lits	42,5	1,7708333
	Marché couvert	1500	15	surface	22,5	0,9375880
	Abattoir	1500	50	—	75	3,125
Préventif et sécurité	Protection civile	700	100	agents	70	2,9166667
	Caserne gendarmerie (2)	25000	50	militaires	1250	52,083333
	Commissariats(2)	650	60	agents	39	1,625
	Siège de police	750	50	agents	37,5	1,5625
	Garde communal	800	50	agents	40	1,6666667
TOTAL					4 407,96	183,6605

(Source : DRE M'SILA-2024-)

Alors :

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{eq}} = 4\,407,96 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.1.3 Débits d'eaux industrielles

À Sidi Aïssa, l'activité industrielle n'est pas fortement développée et reste limitée à une petite zone d'activités. Faute de données précises, les besoins sont estimés à 4 % des besoins domestiques.

$$Q_{\text{ind}} = Q_{\text{moy,j}} \times 4\%$$

III-3

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{ind}} = 1101,99 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.1.4 Le débit moyen total journalier :

$$Q_{\text{moy.j T}} = Q_{\text{moy.j}} + Q_{\text{éq}} + Q_{\text{ind}} \quad \text{III-4}$$

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{moy.j T}} = 33\,059,68 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.1.5 Débit moyen journalier des eaux usées rejeté

$$Q_{\text{rej}} = Q_{\text{moy.j T}} \times C_r \quad \text{III-5}$$

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{rej}} = 26\,447,75 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.1.4 Débit moyen horaire des eaux usées :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{moy.j}}}{24} \quad \text{III-6}$$

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{moy.h}} = \frac{26\,447,75}{24} = 1102 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2.1.6 Débit moyen horaire diurne :

Le débit diurne correspond à une période de 16 heures consécutives durant laquelle la station capture le volume maximal d'eaux usées, à savoir :

$$Q_{\text{diurne}} = \frac{Q_{\text{moy.j T}}}{16} \quad \text{III-7}$$

- À l'horizon de 2050 $Q_{\text{diurne}} = \frac{26\,447,75}{16} = 1653 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2.1.7 Débit de point

III.2.1.7.1 Débit de point par temps sec

$$Q_{\text{pts}} = C_p * Q_{\text{rej}} \quad \text{III-8}$$

Avec :

C_p : coefficient de point en temps sec (l/s)

Q_{rej} : Le débit moyen des eaux usées rejeté (l/s)

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{m,jT}}} \leftrightarrow \text{Si } Q_{rej} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \leftrightarrow \text{Si } Q_{rej} < 2,8 \text{ l/s}$$

- À l'horizon de 2050 $C_p = 1 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{m,jT}}} = 1,64 \leftrightarrow Q_{pts} = 1807,28 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2.1.7.2 Débit de point en temps de pluie

$$Q_{ptp} = C_{pp} * Q_{pts} \quad \text{III-9}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de point en temps de pluie

C_{pp} : En période de pluie, le coefficient de dilution est défini à 3.

- À l'horizon de 2050 $Q_{ptp} = 3 * 1807,28 = 5421,84 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2.1.8 Notion d'équivalent habitant

Le nombre d'équivalents-habitants est déterminé à partir de la relation suivante :

$$EH = \frac{Q_{m,jT} * 1000}{C_r * DOT} \quad \text{III-10}$$

Tableau III-3: Capacité de traitement de la STEP et population desservie à l'horizon 2050

Horizon	Capacité prévue de la STEP (m ³ /j)	Nombre d'équivalents-habitants (Eq/hab)
2025	17 941,08	149 509
2050	26 447,75	220 398

Les résultats des estimations de débit de pointe des eaux usées aux horizons d'étude retenus sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4: Présentation des calculs de débits à l'horizon 2050

Paramètre	Unité	2050
Nombre d'équivalent-habitants	Eq. Hab	220 398
Dotation journalière en eau	L/hab.j	150
Coefficient de rejet	%	80
Débit moyen journalier des eaux usées domestiques	m ³ /j	27 549,7
Débit moyen journalier des eaux usées d'équipements	m ³ /j	5509,950
Débit moyen journalier total	m ³ /j	33 059,68
Débit moyen journalier des eaux usées rejeté	m ³ /j	26 447,75
Débit moyen horaire	m ³ /h	1102
Débit moyen diurne	m ³ /h	1653
Coefficient de pointe (CPS)	-	1,64
Débit de pointe en temps sec	m ³ /h	1807,28
Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /h	5421,75

III.2.2 Évaluation des charges polluantes

III.2.2.1 Evaluation de la biodégradabilité

Les analyses effectuées sur un effluent brut de nature domestique révèlent les concentrations suivantes :

- DCO = 838 mg/L
- DBO₅ = 363 mg/L

Ce qui donne un ratio :

$$K = \frac{DCO}{DBO_5} = \frac{838}{363} = 2,3$$

Selon les résultats de nos analyses, l'indice moyen de biodégradabilité obtenu est de l'ordre de 2,3. Cette valeur traduit une eau usée présentant une bonne biodégradabilité,

indiquant que la fraction organique est majoritairement constituée de composés facilement dégradables par voie biologique.

III.2.2.2 Calcul des charges polluantes

Voici la méthode de calcul pour déterminer la charge polluante :

$$\text{Charge polluante (kg/j)} = C \times Q_j \quad \text{III-11}$$

Avec :

- C : concentration du polluant dans les eaux usées (exprimée en mg/L)
- Qj : débit moyen d'eaux usées entrant dans la station, estimé à 26 447,750 m³/j

Les résultats obtenus pour les principaux paramètres de pollution sont détaillés ci-dessous :

Tableau III-5: Paramètres analysés des eaux usées brutes

Paramètre	Unité	2050
Charge polluante		
Charge brute en DBO₅	kg/j	9 600
Concentration en DBO₅ à l'entrée	mg/L	363
Charge brute en DCO	kg/j	22 163,21
Concentration en DCO à l'entrée	mg/L	838
Charge brute en MES	kg/j	9 362
Concentration en MES à l'entrée	mg/L	354
Charge brute en NTK	kg/j	1613
Concentration en NTK à l'entrée	mg/L	61
Charge brute en P	kg/j	344
Concentration en P à l'entrée	mg/L	13
Charge brute en NH₄	kg/j	1208,66
Concentration en NH₄ à l'entrée	mg/L	45,70
Charge brute en NO₃	kg/j	22,48

Concentration en NO ₃ à l'entrée	mg/L	0,85
Charge brute en NO ₂	kg/j	4,76
Concentration en NO ₂ à l'entrée	mg/L	0,18

III.3 Caractéristiques des eaux usées de la ville de SIDI AISSA

Ce tableau présente les concentrations mesurées des principaux paramètres de pollution, ainsi que les normes de rejet dans le milieu naturel.

Tableau III-6: Caractéristiques des effluents bruts et normes de rejet

Paramètre	Unité	Concentration mesurée	Norme de rejet
MES	mg/L	354	< 30 mg/L
DBO ₅	mg/L	363	< 30 mg/L
DCO	mg/L	838	< 90 mg/L
Azote total (NTK)	mg/L	61	< 30 mg/L
Phosphore total (Pt)	mg/L	13	< 10 mg/L
pH	—	7,84	6,5 – 8,5

(Source : ONA, M'sila)

L'interprétation des résultats met en évidence des concentrations élevées en polluants organiques (DBO₅, DCO), matières en suspension (MES), azote total et phosphore total. Ces valeurs dépassent largement les seuils réglementaires autorisés pour un rejet dans le milieu naturel ou pour une éventuelle réutilisation en irrigation [1]. Seul le pH se situe dans l'intervalle acceptable, ce qui suggère une pollution d'origine essentiellement domestique.

Compte tenu de cette forte charge polluante, la mise en place d'une filière de traitement complète et adaptée s'avère indispensable afin de garantir la conformité aux exigences environnementales et sanitaires. Le procédé proposé s'articule autour des étapes suivantes :

- **Prétraitement** : dégrillage grossier et fin, suivi d'un dessableur-déshuileur.

- **Traitement biologique secondaire** : Réacteur biologique se compose de (bassin anaérobie, bassin anoxie, bassin d'aération) suivi d'un clarificateur.
- **Traitement tertiaire** : filtration sur sable et désinfection par rayonnement UV (en fonction de l'usage futur des eaux épurées).
- **Traitement des boues** : épaissement gravitaire, stabilisation aérobie, déshydratation mécanique.

Conclusion

Ce chapitre a permis de quantifier les débits et les charges polluantes projetés pour horizon 2050. L'évaluation des concentrations des polluants dans les eaux usées de la ville de SIDI AISSA met en évidence une pollution organique et minérale élevée, incompatible avec les normes de rejet environnementales et les usages agricoles. Ces résultats confirment la nécessité impérieuse d'implanter une station d'épuration adaptée, capable de traiter efficacement les effluents urbains avant leur rejet ou réutilisation. La filière proposée vise ainsi à assurer une protection durable des ressources hydriques et du milieu naturel.

Chapitre IV :
Dimensionnement de la station
d'épuration

Introduction

Ce chapitre est dédié au dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration des eaux usées (STEP), en tenant compte des projections démographiques et des charges à traiter à l'horizon 2050. L'approche adoptée repose principalement sur l'analyse des débits et des charges polluantes générées par la population et les activités urbaines. L'objectif est de garantir un fonctionnement optimal des installations, même en période de charge maximale, notamment en cas de pluie ou de pics journaliers.

Le tableau ci-après synthétise les paramètres essentiels utilisés pour établir les dimensions des différents ouvrages de la station, en distinguant l'horizon de planification 2050.

Tableau IV-1 : Paramètres fondamentaux pour le dimensionnement de la STEP

Paramètres	Horizon 2050
Type de réseau	Unitaire
Nature des eaux usées	Urbaine
Population (hab)	183 665
Équivalent-habitant (eq.hab)	220 389
Dotation journalière (l/hab/j)	150
Coefficient de rejet (%)	80
Débit moyen journalier des eaux usées domestiques (m ³ /j)	22 039,8
Débit moyen journalier des eaux issues des équipements (m ³ /j)	5509,950
Débit moyen journalier total (m ³ /j)	33 059,68
Débit moyen journalier des eaux usées rejeté (m ³ /j)	26 447,75
Débit horaire moyen (m ³ /h)	1 120
Débit diurne moyen (m ³ /h)	1 653

Coefficient de pointe (Cp)	1,64
Débit de pointe en temps sec (m³/h)	1807,28
Débit de pointe en temps de pluie (m³/h)	5421,75

Tableau IV-2: Charges polluantes journalières (Kg/j)

Paramètre	2050
MES (matières en suspension)	9 362
DBO₅ (demande biochimique en oxygène)	9 600
DCO (demande chimique en oxygène)	22 163,21
Azote total (NTK)	1 613
Ammonium (NH₄⁺)	1 208,66
Nitrates (NO₃⁻)	22,48
Nitrites (NO₂⁻)	4,76
Phosphore total (Pt)	344

IV.1 Dimensionnement des ouvrages de la station

Les sections suivantes détaillent successivement le dimensionnement des ouvrages de prétraitement, de traitement primaire, puis secondaire. Ces unités ont été dimensionnées sur la base des débits de pointe et des charges polluantes estimées à l'horizon 2050.

IV.1.1 Prétraitement

Les ouvrages de prétraitement assurent la protection des unités en aval en éliminant les éléments grossiers (solides, sables, graisses) susceptibles d'entraver le bon fonctionnement du traitement biologique.

IV.1.1.1 Dégrillage

a) La largeur de la grille

La largeur de la grille est déterminée à partir de la formule suivante :

$$B = \frac{Q_{pts} * \sin \theta}{V_e * (1 - a) * C * h_{max}} \quad IV-1$$

Avec :

- **h_{max}** : hauteur maximale admissible de l'eau sur la grille (m)
 - Pour le dégrillage grossier : $h_{max} = 1$ m
 - Pour le dégrillage fin : $h_{max} = 0,8$ m
- θ : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale (60°)
- c : coefficient de colmatage, dont les valeurs dépendent du type de grille :
 - Pour une grille mécanique, $C = 0,4$ à $0,5$
 - Pour une grille manuelle, $C = 0,1$ à $0,3$

b) Fraction de surface occupée par les barreaux

La fraction de surface obstruée est calculée par :

$$a = \frac{d}{e + d} \quad IV-2$$

Où :

- d : l'épaisseur des barreaux (cm)
- e : l'espacement entre les barreaux (cm)

Tableau IV-3: Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
Épaisseur des barreaux, d (cm)	2,00	1,00
Espacement entre barreaux, e (cm)	5 à 10	2,00

c) Longueur mouillée de la grille

La longueur mouillée L_0 s'exprime par :

$$L_0 = \frac{h_{max}}{\sin \theta} \quad IV-3$$

d) Longueur totale de la grille

La longueur totale est majorée pour tenir compte de la section émergée :

$$L = L_0 + 0,5 \quad IV-4$$

e) Surface de la grille

Donnée par :

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_e * c * a} \quad IV-5$$

Où :

- Q_e : débit de pointe à traiter (m³/s).
- V_e : vitesse d'écoulement à travers les vides de la grille (entre 0,5 et 1,2 m/s selon les recommandations techniques)

f) Surface utile de la grille

Donnée par :

$$S_u = \frac{S}{N} \quad IV-6$$

Avec :

N : nombre total de bassins (dans notre cas, $N=2$)

g) Calcul du nombre de barreaux

L'équation suivante permet d'évaluer le nombre de barreaux nécessaires :

$$B = N_e \times e + N_b \times d \quad IV-7$$

Avec :

- B : largeur utile de la grille (en m)
- e : espacement libre entre les barreaux (en mm)
- d : diamètre des barreaux (en mm)
- N_e : nombre d'espacements, soit $N_e = N_b + 1$

$$N = \frac{B - e}{e + d} \quad IV-8$$

h) Perte de charge de la grille

Les pertes de charge à travers une grille sont estimées selon la formule de Kirschmer, qui intègre plusieurs paramètres :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \theta \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad IV-9$$

Avec :

- β : coefficient de forme des barreaux
- V : vitesse moyenne de l'écoulement à l'approche de la grille
- g : accélération gravitationnelle (9,81 m/s²)
- d/e : Épaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux (cm)

Le coefficient β est choisi en fonction de la section des barreaux comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau IV-4: Les valeurs de β

Forme de la section des barreaux	Coefficient β
Rectangulaire	2,42
Rectangulaire avec amont semi-circulaire	1,83
Rectangulaire avec arrondis amont et aval	1,67
Circulaire	1,79
Ovoïde avec large face à l'amont	0,76

IV.2 Estimation du volume des déchets retenus

Le volume des déchets solides interceptés est évalué selon les valeurs usuelles recommandées pour les eaux usées domestiques :

- Grille grossière : 2 à 5 L/hab/an,
- Grille fine : 5 à 10 L/hab/an.

Avec une population estimée à $N = 220\,398$ Eq habitants en 2050, le volume journalier des refus s'obtient par :

$$\frac{12}{e} < V_{ret} < \frac{15}{e} \quad IV-10$$

Ce volume peut être exprimé comme suit :

$$V_{max} = \frac{N * V_{ret.max} * 10^3}{365} \quad IV-11$$

$$V_{min} = \frac{N * V_{ret.min} * 10^3}{365} \quad IV-12$$

$$V_{moy} = \frac{(V_{min} + V_{max})}{2}$$

IV-13

Où :

- N : nombre d'équivalents-habitants
- e : espacement des barreaux (en cm)
- Vret.max et Vret.min : volumes journaliers maximum et minimum de déchets

Le tableau ci-dessous illustre les principaux résultats des calculs effectués :

Tableau IV-5: Résultats du dimensionnement du dégrillage grossier et fin

Paramètres	Unité	Dégrillage grossier	Dégrillage fin
Débit de pointe en sec	m ³ /s	0,5	0,5
Espacement entre les barreaux	m	0,02	0,01
Épaisseur des barreaux	m	0,05	0,05
Fraction de surface occupée par les barreaux (a)	-	0,29	0,67
Largeur de la grille	m	1,21	2,62
Longueur mouillée de la grille	m	1,15	0,92
Longueur totale de la grille	m	1,65	1,42
Surface de la grille	m ²	2,87	1,49
Surface utile	m ²	1,4	0,74
Nombre de barreaux	-	17	43
Nombre d'ouvertures	-	18	44
Pertes de charge	m	0,015	0,021
Volume des refus – Vmax	m ³ /j	1,8	4,52
Volume des refus – Vmin	m ³ /j	1,44	3,62
Volume des refus – Vmoy	m ³ /j	1,62	4,07

IV.2.1 Dessableur-déshuileur

Le traitement des particules lourdes (sables, graviers) et des matières flottantes (huiles, graisses) constitue une étape essentielle du prétraitement dans une station d'épuration. Dans le cadre du présent projet, le dessableur et le déshuileur sont combinés au sein d'un même ouvrage, conformément aux recommandations des guides techniques tels que Degremont (2020) et Tchobanoglous et al. (2014), permettant ainsi une optimisation de l'espace et des coûts d'exploitation.

a) Dimensionnement du dessablage-déshuilage :

Le dimensionnement du bassin de dessablage repose sur la condition fondamentale suivante, visant à garantir la décantation efficace des particules solides :

$$\frac{L}{H} < \frac{Ve}{V_s} \quad IV-14$$

Avec :

V_s : vitesse de sédimentation des sables (entre 10 et 15 m/h).

L : longueur utile du bassin (m).

H : profondeur du bassin (entre 1 et 3 m).

Ve : vitesse horizontale d'écoulement, généralement comprise entre 0,2 et 0,5 m/s.

Pour l'horizon de projet 2050, les données utilisées sont résumées dans le tableau suivant :

Paramètre	Unité	Valeur
Débit de pointe (Q _{pts})	m ³ /h	1807,28
Temps de séjour (T _s)	min	10
Profondeur du bassin (H)	m	2,5
vitesse de sédimentation	m/h	15

b) Calcul le volume du Bassin :

On a :

$$V = Q_{pts} \times \frac{T_s}{60} \quad IV-15$$

Avec :

- Q_{pts} : débit de pointe par temps sec pour 2050
- T_s : temps de séjour

c) Calcul le volume utile du bassin :

Donnée par :

$$V_u = \frac{V}{N} \quad \text{IV-16}$$

Avec :

N : nombre des bassins (N=2)

d) Calcul de la surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \text{IV-17}$$

Avec :

V : volume du bassin

H : la profondeur du bassin

e) Calcul la surface utile du bassin :

Donnée par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N} \quad \text{IV-18}$$

Avec :

N : nombre des bassins (N=2)

f) Calcul de la longueur du bassin :

La longueur du bassin est déterminée par le ratio $L/H = 10$, d'où :

$$L = 10 * H \quad \text{IV-19}$$

g) Calcul la largeur du bassin :

Donné par :

$$B = \frac{S_h}{L} \quad \text{IV-20}$$

h) Calcul débit d'air nécessaire à la flottation :

L'aération de l'ouvrage est généralement assurée par un suppresseur, permettant à la fois

l'apport d'air et la remontée des particules à la surface, selon la relation suivante :

$$q_{air} = Q_{pts} * V \quad IV-21$$

Tel que :

V : Volume d'air à injecter (en prend 1,5 m³ d'air/h/m³ d)

Remarque :

Pour les eaux résiduaires urbaines, les fonctions de dessablage et de déshuilage peuvent être assurées dans un même ouvrage, en adoptant celui présentant le volume le plus important, généralement le déshuileur.

i) Vérification de la condition de décantation

✓ $L/H = 10$

✓ $V_e / V_s = 0,3 / 0,00416 = 72$

Donc : La condition $\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s}$ est vérifiée.

IV.2.2 Quantité de matières éliminées par le dessableur-déshuileur

a. Pour le dessableur :

Le dessableur permet d'éliminer 80 % de la matière minérale présente dans les eaux usées. La matière minérale constitue 20 % de la charge en matières en suspension (MES), tandis que les 80 % restants correspondent aux matières volatiles en suspension (MVS)

$$MES = 80\% MVS + 20\% MM$$

- La charge en MES à l'entrée du dessableur est $MES = 9362 \text{ kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension (MVS) présentes dans les MES sont :

$$MVS = 0,8 \times 9362 = 7489,6 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales présentes dans les (MES) sont :

$$MM = 0,2 \times 7489,6 = 1872,4 \text{ Kg/j}$$

- **Les matières minérales éliminées :**

Un dessableur permet d'éliminer 80% des matières minérales totales.

$$M_{me} = 0,8 \times 1872,4 = 1497,92 \text{ Kg/j}$$

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

$$M_{Ms} = M_M - M_{me} = 1872,4 - 1497,92 = 374,48 \text{ Kg/j}$$

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

$$M_{ESs} = M_{VS} + M_{Ms} = 7489,6 + 374,48 = 7864,08 \text{ Kg/j}$$

b. Pour le dégraisseur :

Le dessableur-déshuileur permet d'éliminer environ 28 % de la DCO des eaux usées, en retirant 80 % des graisses, lesquelles représentent 35 % de la DCO totale, Ainsi 72 % de la DCO subsiste après ce traitement.

- **Le DCO élimine par le dessableur- déshuileur :**

$$DCO_{\text{éliminé}} = 0,80 \times 0,35 \times DCO_{\text{entré}} = 0,28 \times DCO = 6205,69 \text{ Kg/j}$$

- **La DCO restante à la sortie du dessableur-déshuileur s'obtient alors par soustraction :**

$$DCO_{\text{sortie}} = DCO_{\text{entré}} - DCO_{\text{éliminé}} = (1 - 0,28) \times DCO = 0,72 \times DCO$$

$$DCO_{\text{sortie}} = 15\,957,51 \text{ Kg/j}$$

Le tableau ci-dessous illustre les principaux résultats des calculs effectués :

Tableau IV-6: Résultats du dimensionnement du dessableur-déshuileur – Horizon 2050

Paramètres	Unité	Valeur (2050)
Débit de pointe en temps sec	m ³ /h	1 807,28
Volume du dessableur-déshuileur	m ³	301,21
Volume utile du dessableur-déshuileur	m ³	150,60
Surface horizontale de l'ouvrage	m ²	120,48
Surface horizontale utile de l'ouvrage	m ²	60,24
Profondeur utile	m	2,50

Longueur de l'ouvrage	m	25
Largeur de l'ouvrage	m	2,41
Temps de séjour	min	10
Volume d'air à insuffler	m³/h (air)	2 710,92
Charge en MES à l'entrée	kg/j	9 362
Charge en matières volatiles (MVS) contenues dans les MES	kg/j	7 489,60
Charge en matières minérales (MM) contenues dans les MES	kg/j	1 872,4
Charge de matières minérales éliminées	kg/j	1 497,92
Charge de matières minérales résiduelles (en sortie)	kg/j	374,48
Charge en MES résiduelles (en sortie)	kg/j	7 864,08
Charge en DCO à l'entrée	kg/j	22 163,21
Charge en DCO éliminée (graisse $\approx 80 \% \times 35 \% \text{ DCO}$)	kg/j	6205,69
Charge en DCO résiduelle (en sortie)	kg/j	15 957,51

IV.3 Traitement secondaire

Le traitement biologique secondaire, dimensionné pour l'horizon 2050, repose sur le procédé des boues activées. Son dimensionnement dépend des charges massique et volumique appliquées, qui permettent de définir le régime de fonctionnement du réacteur (faible, moyenne ou forte charge).

IV.3.1 Choix du régime de fonctionnement – Horizon 2050

Pour identifier le régime approprié, il convient de calculer le rendement d'abattement de la DBO₅, à l'aide de la relation suivante :

$$R = \frac{C_{\text{entrée}} - C_{\text{sortie}}}{C_{\text{entrée}}} \quad \text{IV-22}$$

En prenant les concentrations moyennes en DBO₅ à l'entrée et à la sortie du bassin, on obtient un rendement global de :

$$R = 91,73 \%$$

Un rendement supérieur à 90 % constitue un indicateur typique d'un procédé de traitement biologique à faible charge, conformément aux critères reconnus dans la littérature technique, notamment :

- **Charge massique (C_m)** : entre 0,1 et 0,25 kg DBO₅/kg MVS·j
- **Charge volumique (C_v)** : entre 0,3 et 0,7 kg DBO₅/m³·j

Pour le présent dimensionnement, les valeurs adoptées sont :

- **Charge massique (C_m)** : C_m = 0,2 kg DBO₅/kg MVS·j
- **Charge volumique (C_v)** : C_v = 0,5 kg DBO₅/m³·j

Ces plages de valeurs correspondent à un fonctionnement optimisé du procédé des boues activées en régime de faible charge.

IV.3.2 Élimination des polluants dans le bassin biologique

Dans le bassin biologique, plusieurs types de polluants sont éliminés, notamment :

a. Élimination de la DBO₅ :

L'efficacité du traitement est évaluée à partir de la charge de DBO₅ entrante, sortante et éliminée. Ces grandeurs sont calculées comme suit :

1. Charge entrent en DBO₅ (L₀)

$$L_0 = Q_{moy.j} \times C \quad IV-23$$

2. Charge éliminée en DBO₅ (L_e)

$$L_e = R \times L_0 \quad IV-24$$

3. Charge sortante en DBO₅ (L_f)

$$L_f = L_0 - L_e \quad IV-25$$

Les résultats obtenus pour horizons de projection 2050 sont synthétisés dans le tableau suivant

Tableau IV-7: Résultats des charges polluantes en (DBO₅)

Paramètre	Unité	2050
Charge polluante à l'entrée	kg/j	9 600
Charge polluante à la sortie	kg/j	793,43
Charge polluante éliminée	kg/j	8 806,57

b. Déphosphatation biologique

La déphosphatation biologique élimine en moyenne 55 % du phosphore grâce à des bactéries spécifiques en conditions anaérobies, avec un temps de séjour recommandé de 4 à 6 heures [13].

Formules utilisées :

➤ **Charge de phosphore éliminée :**

$$L_{P \text{ éliminés}} = L_{P \text{ entrés}} \times 0.55 \text{ (kg/j)} \quad \text{IV-26}$$

Avec :

$L_{P \text{ entrés}}$: La charge en phosphore (P) à l'entrée du bassin anaérobie

➤ **Charge résiduelle :**

$$L_{P \text{ résiduels}} = L_{P \text{ entrés}} - L_{P \text{ éliminés}} \text{ (Kg/j)} \quad \text{IV-27}$$

➤ **Concentration résiduelle :**

$$[P]_{\text{résiduel}} = \frac{L_{P \text{ résiduel}}}{Q_{\text{moy.j}}} \text{ (Kg/j)} \quad \text{IV-28}$$

Une récapitulation des calculs effectués est présentée dans le tableau ci-dessous

Tableau IV-8: Synthèse des résultats liés à l'élimination biologique du phosphore

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Charge en phosphore à l'entrée du bassin anaérobie	Kg/j	344
Charge éliminée biologiquement	Kg/j	189,20
Charge résiduelle en phosphore	Kg/j	154,80
Concentration résiduelle en phosphore	mg/L	5,85

Après la déphosphatation biologique, le niveau de phosphore dans le bassin biologique atteint les objectifs de traitement, avec une concentration résiduelle inférieure à 10 mg/L dans l'eau traitée ($5,85 \text{ mg/l} < 10 \text{ mg/l}$).

c. Élimination de l'azote par nitrification et dénitrification

Le traitement de l'azote repose sur deux étapes biologiques successives la nitrification, qui convertit l'ammoniaque en nitrates, puis la dénitrification, qui transforme les nitrates en azote gazeux libéré dans l'atmosphère.

➤ Nitrification

La masse d'azote à nitrifier est déterminée par la formule :

$$N \text{ nitrifier} = NTK_{\text{entrée}} - N_{\text{opr}} - N_{\text{ass}} - NH_4 \text{ rejet}$$

IV-29

Avec :

- $NTK_{\text{entrée}}$: Masse d'azote Kjeldahl total apportée par les eaux usées brutes (Kg/j)
- N_{opr} : Masse d'azote organique particulaire réfractaire (2 % de $NTK_{\text{entrée}}$) (Kg/j)
- $NNH_4 \text{ rejet}$: Masse d'azote ammoniacal non traité (Kg/j)
- N_{ass} : Masse d'azote assimilée par les bactéries (5 % de la DBO_5 éliminée) (Kg/j)

➤ Dénitrification

La masse d'azote à dénitrifier est donnée par :

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

IV-30

Avec :

- NO_3 : Masse d'azote nitrique rejetée (calculée à partir d'une concentration de 30 mg/L)

d. Quantité de boues dans le bassin biologique

a. Masse totale de biomasse (boues) dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_{DBO5}}{C_m}$$

IV-31

b. Concentration de biomasse dans le bassin :

La concentration en matière volatile en suspension (MVS) est estimée selon :

$$C_{MVS} = \frac{L_{DBO5}}{C_m \times V_{\text{bassin}}}$$

IV-32

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées :

Tableau IV-9: Résultats de l'élimination de l'azote et des boues dans le bassin biologique

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Les boues (MVS) présentes dans le bassin		
Masse de boues dans le bassin Xa	Kg	38 400
Concentration de boues dans le bassin	Kg/m ³	2,50
Charge d'azote à Nitrifier		
Azote Kjeldahl à l'entrée (NTK)	Kg/j	1613,00
Masse d'azote organique réfractaire (Nopr)	Kg/j	32,26
Masse d'azote assimilée (Nass)	Kg/j	440,33
Masse d'ammoniac rejeté (NH₄⁺)	Kg/j	66,47
Masse d'azote à nitrifier (Nnit)	Kg/j	1073,94
Charge d'azote à dénitrifier		
Masse de nitrate rejeté (N-NO₃⁻)	Kg/j	793,43
Masse d'azote à dénitrifier (Ndénit)	Kg/j	280,51

Ces résultats démontrent que la majorité de l'azote est éliminée par les voies biologiques, avec une faible concentration résiduelle en nitrates, ce qui permet de répondre aux exigences réglementaires de rejet.

IV.3.3 Dimensionnement du bassin biologique (bassin d'aération)

a) Le volume du bassin biologique

$$V = \frac{L_0}{C_v}$$

IV-33

Avec :

- V : volume total du bassin (m³)
- L0 : charge organique appliquée, en DBO₅ (kg/j)
- C_v : charge volumique admissible (kg DBO₅/m³·j)

b) Volume utile du bassin :

Donnée par :

$$V_U = \frac{V}{N} \quad \text{IV-34}$$

Avec :

N : nombre total de bassins (dans notre cas, N=2)

c) Surface horizontale du bassin

La surface horizontale déduite par la relation :

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \text{IV-35}$$

Avec :

H : hauteur du bassin (m)

La hauteur d'eau utile (H), choisie dans l'intervalle recommandé de 3 à 5 m. On adopte ici une hauteur de 5 m

d) Surface utile :

Donnée par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N} \quad \text{IV-36}$$

Avec :

N : nombre total de bassins (dans notre cas, N=2)

e) La longueur du bassin :

On adopte un bassin rectangulaire de proportion 2:1 (L=2l)

$$S_{hu} = L * l \quad \text{IV-37}$$

Alors :

$$L = \sqrt{2 * S_{hu}} \quad \text{IV-38}$$

f) La largeur du bassin :

La largeur est déterminée comme suit :

$$l = \frac{S_{hu}}{L} \quad IV-39$$

g) Temps de séjour :

Donnée par :

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} \quad IV-40$$

IV.3.4 Dimensionnement du bassin anaérobie**a) Détermination du volume total**

La relation utilisée est :

$$V = Q_{moy,T} \times T_s \quad IV-41$$

Avec :

- T_s : temps de séjour hydraulique dans le bassin anaérobie (souvent fixé à 4 heures pour les systèmes classiques)
- Débit moyen total : correspond à la somme du débit moyen et du débit recirculé moyen

b) Volume utile par unité

Donnée par :

$$Vu = \frac{V_u}{N} \quad IV-42$$

Avec :

N : nombre de bassins anaérobies (dans notre cas, N=2)

c) Surface horizontale

La surface en plan d'un bassin est définie par :

$$Sh = \frac{V_b}{H} \quad IV-43$$

Avec :

H=5 m représente la hauteur du bassin.

d) Surface utile par bassin

La surface horizontale utile pour chaque bassin est donnée par :

$$Shu = \frac{S_h}{N} \quad IV-44$$

Avec :

N : nombre de bassins anaérobies (dans notre cas, N=2)

e) Largeur du bassin

La dimension en largeur du bassin anaérobie est la même que celle du bassin biologique donnée par :

La largeur du bassin d'anaérobie = La largeur du Bassin biologique

f) Longueur du bassin

Donnée par :

$$L = \frac{S_{hu}}{l} \quad IV-45$$

IV.3.5 Dimensionnement du bassin anoxique**a) Volume total du bassin**

La formule suivante est utilisée :

$$V = \frac{N_{nit} \times 1000}{V_a \times [MVS] \times 24} \quad IV-46$$

Avec :

- N_{nit} : masse d'azote à nitrifier (kg/j)
- V_a : cinétique de dénitrification (typiquement 2,7 g N-NO₃/kg MVS/h) [14].
- $[MVS]$: concentration des boues activées dans le bassin (kg/m³)

b) Volume utile par bassin

$$V_u = \frac{V}{N} \quad IV-47$$

Avec :

$N=2$ (nombre d'unités anoxiques)

c) Surface horizontale

$$S_h = \frac{V_b}{H} \quad IV-48$$

Avec :

- $H = 5$ représente la hauteur du bassin

d) Surface utile

Donnée par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N} \quad IV-49$$

Avec :

- N=2 (nombre d'unités anoxiques)

e) Largeur

La dimension en largeur du bassin anoxie est la même que celle du bassin biologique donnée par :

La largeur du bassin d'anoxie = La largeur du Bassin biologique

f) Longueur

Donnée par :

$$L = \frac{S_{hu}}{l} \quad IV-50$$

IV.3.6 Dimensionnement du bassin d'aération

a) Volume total

Calculée selon :

$$Vu = \frac{V}{N} \quad IV-51$$

$$V = V_{\text{biologique}} - V_{\text{anoxie}} - V_{\text{anaérobie}} \quad IV-52$$

b) Volume utile

Calculée selon :

$$Vu = \frac{V}{N} \quad IV-53$$

Avec :

- N=2 unités d'aération

c) Surface horizontale

$$Sh = \frac{V_b}{H} \quad IV-54$$

Avec :

H=5 m représente la hauteur du bassin

d) Surface utile

$$Shu = \frac{S_h}{N} \quad IV-55$$

Avec :

- N=2 (nombre d'unités anoxiques)

e) Largeur

La dimension en largeur du bassin d'aération est la même que celle du bassin biologique donnée par :

La largeur du bassin d'aération = La largeur du Bassin biologique

f) Longueur

Donnée par :

$$L = \frac{S_{hu}}{l}$$

IV-56

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées :

Tableau IV-10: Résultats du dimensionnement et de la répartition du bassin biologique

Paramètre	Unités	Résultat 2050
Bassin biologique		
Rendement d'élimination	%	91,73
Volume total	m ³	19 200
Volume utile	m ³	9 600
Hauteur	m	5,00
Surface horizontale	m ²	3 840
Surface utile	m ²	1 940
Largeur	m	25
Longueur	m	76,80
Temps de séjour (Qpts)	h	8,7
Bassin anaérobie		
Volume total	m ³	4 408
Volume utile	m ³	2 204
Hauteur	m	5,00
Surface horizontale	m ²	881,6

Surface utile	m ²	440,8
Largeur	m	25
Longueur	m	17,60
Bassin d'anoxie		
Volume total	m ³	6 138,20
Volume utile	m ³	3 069,10
Hauteur	m	5,00
Surface horizontale	m ²	1 227,64
Surface utile	m ²	613,82
Largeur	m	25
Longueur	m	24,55
Bassin d'aération		
Volume total	m ³	8 653,80
Volume utile	m ³	4 326,90
Hauteur	m	5,00
Surface horizontale	m ²	1 730,76
Surface utile	m ²	865,38
Largeur	m	25
Longueur	m	34,61

IV.3.7 Estimation des besoins en oxygène

L'oxygénation du bassin d'aération est essentielle pour la dégradation organique et le bon fonctionnement des microorganismes aérobies.

a) Besoin théorique en oxygène

La quantité d'oxygène théorique donnée par l'équation suivante :

$$q_{O_2} = a' \times Le + b' \times X_a + 4,57 \times N_{nit} - 2,85 \times N_{dénit}$$

IV-57

Avec :

- q_{O2} : besoin global en oxygène (kg O_2 /j)
- Le : charge en DBO₅ éliminée dans le bassin (kg/j)
- X_a : masse de biomasse active (kg)
- a' : coefficient d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 kg de DBO₅
- b' : coefficient lié à la respiration endogène de 1 kg de MVS par jour
- N_{nit} : quantité d'azote à nitrifier (kg/j)
- $N_{dénit}$: quantité d'azote à dénitrifier (kg/j)

Pour un régime de fonctionnement en faible charge, les coefficients a' et b' adoptés sont ceux indiqués dans le tableau ci-après.

Tableau IV-11: Coefficients a' et b' selon le régime de charge du traitement par boues activées

Type de traitement	a' (kg O_2 /kg DBO ₅)	b' (kg O_2 /kg MS)
Faible charge	0,65	0,070
Moyenne charge	0,60	0,080
Forte charge	0,55	0,120

Pour adapter le besoin journalier en oxygène à la gestion opérationnelle du système d'aération, on calcule :

- Le besoin horaire moyen :

Donnée par :

$$q_{O2/24} = \frac{q_{O2/j}}{24} \text{ (KgO}_2\text{/h)} \quad \text{IV-58}$$

- Le besoin volumique journalier (rapporté au volume du bassin) :

Calculé à partir de :

$$q_{O2/m^3.j} = \frac{q_{O2/j}}{V} \text{ (KgO}_2\text{/m}^3\text{.j)} \quad \text{IV-59}$$

- Le besoin en oxygène pendant la période diurne d'aération (généralement estimée à 16 heures) :

Calculé à partir de :

$$q_{O_2p} = \left(\frac{a' L_e}{T_d} \right) + \left(\frac{b' X_a}{24} \right) \quad \text{IV-60}$$

Avec :

- T_d : durée quotidienne de fonctionnement de l'aération (en général $T_d=16$ h)

b) Besoin réel en oxygène en pointe

En conditions réelles, la présence de MES et de tensioactifs diminue l'efficacité du transfert d'oxygène dans le bassin d'aération, ce qui impose l'utilisation de coefficients correcteurs pour déterminer le besoin réel en oxygène

Le besoin réel en pointe est donc calculé à partir de la formule suivante :

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \quad \text{IV-61}$$

Où :

- $q_{O_2 \text{ réel}}$: besoin réel en oxygène (kg O_2 /h)
- q_{O_2} : besoin théorique en oxygène (kg O_2 /h)
- α et β : coefficients de transfert dépendant de la qualité des eaux usées et du type de système d'aération

Dans le cadre de ce projet, nous adoptons les valeurs usuelles suivantes :

$$\alpha=\beta=0,8$$

c) Évaluation des caractéristiques techniques de l'aérateur

1) Puissance nécessaire de l'aérateur

Les aérateurs mécaniques de surface assurent à la fois l'oxygénation et le brassage du bassin d'aération, avec un rendement de 1,5 à 2,0 kg O_2 /kWh.

La puissance nécessaire est donnée par la relation :

$$En = \frac{qO_2}{Ea} \quad IV-62$$

Avec :

- En : Puissance électrique de l'aérateur (kW),
- Ea : Rendement en oxygène de l'aérateur, pris ici égal à 1,5 kg O₂/kWh.

2) Puissance de brassage

Le brassage garantit un mélange homogène du contenu du bassin, empêchant la décantation des boues.

La puissance totale de brassage est alors calculée selon :

$$Eb = Sh \times Pa \quad IV-63$$

Où :

- Eb: puissance de brassage (W)
- Sh : surface horizontale du bassin d'aération (m²)
- Pa : puissance spécifique absorbée (80 W/m²)

3) Nombre d'aérateurs à installer

Déterminé par le rapport entre la puissance totale de l'aérateur et la puissance de brassage disponible :

$$Na = \frac{En}{Eb} \quad IV-64$$

Ce calcul permet de dimensionner correctement le système d'aération afin de garantir une oxygénation efficace et une bonne performance épuratoire du traitement biologique.

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées :

Tableau IV-12: Résultats de dimensionnement du système d'aération – Horizon 2050

Paramètres	Unité	Valeur 2050
Besoin en oxygène		
Besoins théoriques en O₂	m ³ /j	12 510,75

Besoins horaires en O₂	m ³ /h	521,28
Quantité d'O₂ nécessaire par m³ du bassin	m ³	0,65
Besoin d'O₂ en temps diurne	m ³ /j	306,28
Besoin réel en pointe en O₂	m ³ /j	478,56
Système d'aération		
Puissance d'aération nécessaire	kW	319,04
Puissance de brassage	kW	70,52
Nombre d'aérateurs	—	5

IV.3.8 Dimensionnement du clarificateur

Nous avons opté pour un décanteur secondaire circulaire, équipé d'un pont racleur, afin d'assurer la clarification finale dans le cadre du procédé à boues activées.

Selon les recommandations techniques, le temps de séjour dans le clarificateur secondaire est compris entre 1,5 et 2 heures, avec une hauteur utile variant de 3 à 5 mètres.

Pour ce projet, des valeurs conformes à ces plages ont été adoptées

- Temps de séjour : $T_s = 2$ h
- Hauteur du décanteur : $H = 4$ m

a) Volume total du décanteur

Le volume total requis pour le décanteur est estimé selon l'équation suivante :

$$V = T_s \times Q_{pts} \quad IV-65$$

Où :

- V : volume du décanteur (m³)
- T_s : temps de séjour (h)
- Q_{pts} : débit de pointe (m³/h)

b) Volume unitaire par clarificateur

Le volume utile par décanteur est obtenu en divisant le volume total par le nombre de décanteurs :

$$Vu = \frac{V}{N} \quad IV-66$$

- N=2 (nombre de clarificateurs en parallèle)

c) Surface horizontale nécessaire

La surface horizontale requise pour assurer une décantation efficace est calculée selon la vitesse ascensionnelle, selon la formule :

$$Sh = \frac{Q_{pts}}{V_{asc}} \quad IV-67$$

Avec :

- Vasc : vitesse ascensionnelle recommandée, ici 1,2 m/h

d) Surface utile par unité

La surface par clarificateur est ensuite donnée par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N} \quad IV-68$$

- N=2 (nombre de clarificateurs en parallèle)

e) Rayon du clarificateur

Connaissant la surface horizontale utile d'un décanteur circulaire, le rayon est déterminé par la relation géométrique :

$$r = \sqrt{\frac{S_{hu}}{\pi}} \quad IV-69$$

f) Diamètre du clarificateur (D) :

Le diamètre correspondant à la surface précédemment calculée est déterminé par :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_{hu}}{\pi}} \quad IV-70$$

Les résultats numériques obtenus pour l'horizon de calcul 2050 sont récapitulés ci-dessous

Tableau IV-13: Résultats du dimensionnement du clarificateur

Paramètre	Valeurs (2050)
Volume total (m ³)	3614,56
Volume unitaire (m ³)	1807,28
Hauteur (m)	4,00
Surface horizontale totale (m ²)	903,64
Surface utile (m ²)	451,82
Rayon (m)	17
Diamètre (m)	24
Temps de séjour (h)	2,00

IV.3.9 Charges et concentrations en sortie du traitement secondaire

L'efficacité du traitement biologique est évaluée en fonction des rendements d'élimination des polluants principaux : DBO₅, DCO et MES. Pour la filière étudiée, les rendements d'abattement atteignent [11] :

- DBO₅ : 91,96 %
- DCO : 80 %
- MES : 90 %

Tableau IV-14: Charges journalières en sortie du traitement secondaire

Polluant	unités	Charge à l'entrée	Charge éliminée	Charge à la sortie
DBO ₅	kg/j	9 600	8 828,16	771,84
MES	kg/j	7 864,08	7 077,67	786,40
DCO	kg/j	15 957,51	12 766,01	2 191,50

IV.4 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire constitue une étape de finition visant à abaisser davantage les concentrations en matières en suspension, en phosphore et en micro-organismes, afin d'optimiser la qualité de l'eau épurée pour son rejet dans le milieu naturel ou sa réutilisation.

IV.4.1 Filtration sur sable et rôle dans la désinfection

Dans un procédé de filtration sur sable, l'eau usée traverse une couche de sable calibré à granulométrie contrôlée. Cette étape, opérée à faible vitesse de filtration, favorise la rétention des matières en suspension au sein des interstices entre grains. Deux mécanismes interviennent

- Filtration mécanique : les particules dont la taille excède celle des pores du lit filtrant sont physiquement retenues.
- Adsorption : les particules plus fines, souvent colloïdales, adhèrent aux grains de sable par des forces physico-chimiques.

Au fur et à mesure du fonctionnement, un dépôt appelé *gâteau de filtration* se forme en surface. Ce dernier réduit la porosité initiale du lit, renforçant ainsi l'efficacité de séparation des particules fines. Ce prétraitement par sable est particulièrement pertinent avant la désinfection, car il diminue la turbidité et optimise l'action des procédés ultérieurs.

IV.4.2 Analyse technico-économique des méthodes de désinfection

Pour le traitement tertiaire, deux procédés de désinfection couramment employés dans les stations d'épuration urbaines ont été étudiés :

- Désinfection par rayonnement ultraviolet (UV)
- Désinfection par ozonation

Ces deux technologies peuvent être associées à la filtration sur sable afin d'obtenir une qualité d'eau conforme aux exigences de réutilisation, notamment en irrigation. L'analyse comparative ci-dessous permet d'évaluer leurs performances, coûts et contraintes.

Tableau IV-15: Comparaison UV / Ozonation

Critère	UV	Ozonation
Principe	Inactivation des micro-organismes par irradiation UV perturbant l'ADN/ARN.	Production d'ozone (O_3) oxydant les pathogènes et la matière organique.

Avantages	Investissement initial modéré pour petites installations, procédé compact, faible consommation énergétique.	Efficace sur turbidité résiduelle, élimine goûts et odeurs, réduction partielle de DCO.
Inconvénients	Sensible à la turbidité, remplacement périodique des lampes.	Coût initial et maintenance élevés, gestion des sous-produits oxydés.
Espace requis	Faible	Plus important (générateurs, systèmes de dosage).
Consommation énergétique	Généralement faible	Plus élevée (production d'ozone).
Temps de contact	Court mais nécessite une eau prétraîtée	Court, dépend du design du réacteur.
Applications	Eau potable et eaux usées	Eaux usées et, parfois, eau potable.
Coûts d'exploitation	Modérés	Plus élevés (énergie et maintenance).

Conclusion : L'analyse montre que, pour une station d'épuration urbaine intégrant une filtration sur sable, la désinfection par UV offre le meilleur compromis entre efficacité, coût et simplicité, ce qui en fait un choix particulièrement pertinent pour la réutilisation agricole des eaux traitées [22].

IV.4.3 Désinfection par rayonnement ultraviolet

Les systèmes UV, utilisant des lampes à mercure basse pression (~254 nm), inactivent les micro-organismes en altérant leur ADN, sans produire de sous-produits chimiques dangereux. Leur efficacité requiert toutefois une eau préalablement clarifiée pour limiter l'absorption de la lumière par les matières en suspension.

IV.4.4 Dimensionnement de l'unité de traitement tertiaire

La filière tertiaire (filtration sur sable et désinfection UV) a été dimensionnée pour 2050 afin de garantir la conformité des effluents.

IV.4.5 Filtration sur sable

Le dispositif retenu est un filtre à sable gravitaire rapide, conçu selon les paramètres suivants :

- Épaisseur de la couche filtrante : 1m
- Hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant : 1m
- Vitesse de filtration : 8 m/h
- Hauteur totale du filtre (lit + eau + support) : 3 m

Ces valeurs sont conformes aux plages couramment recommandées en traitement des eaux usées urbaines (couche filtrante : 0,7–1,5 m ; vitesse : 2–10 m/h ; hauteur totale : 3–4 m).

a. La surface horizontale du filtre

Est déterminée par la relation :

$$S_h = \frac{Q_{\text{moy}} - Q_{\text{b excés}}}{\text{Vitesse de filtration}} \quad \text{IV-71}$$

c. Le volume total

Est donné par :

$$V = S_h \times H \quad \text{IV-72}$$

Avec :

- H : la hauteur totale du filtre

d. Le temps de séjour hydraulique

Calculé à partir de :

$$TS = \frac{Q_{\text{moy}} - Q_{\text{b excés}}}{V} \quad \text{IV-73}$$

e. Estimation des pertes de charge

Les pertes de charge dans le média filtrant sont calculées via l'équation d'Ergun :

$$\Delta P = \left(\frac{150 \times (1 - \varepsilon)^2 \times V \times \mu}{\varepsilon^3 \times dp^2} + \frac{1,75 \times (1 - \varepsilon) \times V^2 \times \rho}{\varepsilon^3 \times dp} \right) \times H \quad \text{IV-74}$$

Avec :

- H=3 m (hauteur du lit filtrant)
- v=0,0022 m/s (vitesse interstitielle)
- dp=0,001 m (diamètre moyen des grains)
- ρ=1000 kg/m³ (masse volumique de l'eau)
- μ=0,001 Pa.s (viscosité dynamique)
- ε=0,40 (porosité du lit filtrant)

f. Résultats de dimensionnement

Tableau IV-16: Dimensionnement du filtre à sable rapide

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Q moy	m ³ /h	1 102
Q b excès	m ³ /h	28,06
Vitesse de filtration	m/h	8,00
Surface horizontale	m ²	134,24
Hauteur de filtre	m	3,00
Pertes de charge	m	0,58
Volume total	m ³	402,72
Temps de séjour	h	2,66

➤ Évaluation des performances du filtre à sable

Ce procédé permet d'éliminer près de 90 % de la DBO₅, 80 % de la DCO et environ 83 % des matières en suspension [19].

Tableau IV.17 : Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable

Paramètre	Quantité éliminée	Concentration résiduelle après filtration	Norme de réutilisation
DBO ₅	18,63	2	30
DCO	95,78	23,21	90
MES	26,21	3	30

Observation : Ces résultats confirment que les effluents traités respectent les normes de réutilisation.

IV.4.6 Désinfection par rayonnement ultraviolet (UV)

IV.4.6.1 Paramètres de calcul

a) Le débit d'eau usée traitée

Déterminé par la relation :

$$Q_{traitée} = Q_{moy j} - Q_{b \text{ excés}} \quad IV-75$$

b) La dose UV requise (mJ/cm²)

Les eaux usées, étant porteuses de germes potentiellement dangereux, nécessitent une désinfection dont le calcul sera présenté ci-après :

$$\text{DoseUV(mJ/cm}^2\text{)} = \frac{Q_{traitée}(\text{L/min}) \times \text{Temps d'exposition (min)} \times 10}{\text{Transmittance}(\%)} \quad IV-76$$

Avec :

- La transmittance est fixée à 80 %
- Le temps d'exposition à 1 minute

c) L'intensité UV nécessaire (mW/cm²)

S'obtient par :

$$I_{UV} = \frac{\text{Dose de désinfection}}{\text{Temps de contact (s)}} \quad IV-77$$

Avec :

- Temps de contact 30min [16]

IV.4.6.2 Dimensionnement du réacteur

a) Surface du réacteur

Exprimé par l'équation :

$$S_{UV} = \frac{Q_{traitée}}{\text{Transmittance} \times \text{Intensité UV} \times 10000} \quad IV-78$$

Avec :

- La transmittance est fixée à 80 % [16]

b) Volume du réacteur

Déduit de :

$$V_{\text{réacteur}} = S_{UV} \times H \quad IV-79$$

c) La longueur L

On a :

$$L = 2 \times l \quad IV-80$$

$$Sh = L \times l \quad IV-81$$

Donc :

$$L = \sqrt{2 \times S_{UV}} \quad IV-82$$

d) La largeur l

Fourni par la formule :

$$l = \frac{L}{2} \quad IV-83$$

e) Le temps de rétention :

Donné par :

$$\text{Temps de rétention (min)} = \frac{\text{Volume du réacteur (m)} \times 60}{Q_{\text{traitée}}} \quad IV-84$$

f) La capacité de désinfection par lampe

Est donnée par :

$$C_{\text{lampe}} = P_{UV} \times \text{Transmission} \quad IV-85$$

Avec :

Puissance des lampes UV : 2 kW = 2, 000,000 (mJ/s) [16]

g) Le débit traité par lampe

Calculé à partir de :

$$Q_{\text{lampe}} = \frac{\text{Capacité}}{\text{Dose requise} \times 0,0036} \quad IV-86$$

h) Le nombre total de lampes

Donnée par :

$$N = \frac{Q_{\text{traitée}}}{Q_{\text{lampe}}} \quad IV-87$$

Résultats de dimensionnement :

Tableau IV-18 : Dimensionnement de la désinfection UV

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Q traitée	m ³ /h	1073,94
Dose UV	mJ/cm ²	223,73
Intensité UV	mW/cm ²	3,72
Surface réacteur	m ²	225,81
Volume réacteur	m ³	903,64
Hauteur	m	4
Longueur	m	17,52
Largeur	m	8,78
Capacité lampe	mJ/s	1 600 000
Débit par lampe	m ³ /h	15,19
Nombre de lampes	—	70

IV.5 Traitement des boues

Le traitement des boues constitue une étape essentielle du processus global de traitement des eaux usées. Il vise à réduire le volume, stabiliser la matière organique et améliorer les conditions de manipulation et d'élimination des boues produites.

IV.5.1 Bilan des boues

Le bilan des boues consiste à évaluer la quantité de boues produites, recyclées et extraites dans le système. Cette analyse permet d'optimiser le fonctionnement de la station et de dimensionner correctement les ouvrages associés.

a) Quantité de boues en excès

La production de boues en excès est déterminée à l'aide de la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta Xt = X_{min} + X_{dur} + am \times Le - b \times Xa - X_{eff}$$

Avec :

- X_{min} : boues minérales (≈ 30 % MES)
- X_{dur} : matières difficilement biodégradables (0,3 à 0,35 % MVS)
- Le : quantité de DBO5 éliminée (kg/j)
- Xa : masse totale de MVS dans le bassin (kg)
- X_{eff} : MES évacuées avec l'effluent (≈ 30 mg/L selon normes de rejet)
- am : rendement cellulaire (g cellules/g DBO5 éliminée)
- b : taux de respiration endogène (fraction/j)

Tableau IV-19 : Quantité de boues en excès

Régime de charge	am	b
Forte charge	0,50	0,060
Moyenne charge	0,53	0,055
Faible charge	0,55	0,050
Aération prolongée	0,60	0,070

b) Indice de Mohlman

Il traduit la capacité de décantation des boues, correspondant au volume occupé par un gramme de boues après 30 minutes de décantation. En général, une bonne décantabilité est observée lorsque cette valeur se situe dans la plage suivante :

- c) $80 < Im < 150 \rightarrow$ décantation satisfaisante
- d) $Im \approx 80 \rightarrow$ excellente décantation mais pompage difficile
- e) $Im \approx 150 \rightarrow$ décantation lente [17]

Pour le dimensionnement on prend : $Im = 120$ ml/g.

c) Concentration des boues en excès

Exprimé par l'équation :

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

IV-89

Avec :

- I_m : indice de Mohlman
- X_m : concentration de boues en excès (Kg/m³)

d) Débit de boues en excès

Exprimé par l'équation :

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X_t}{X_m}$$

IV-90

Avec :

- ΔX_t : Quantité totale de boues en excès (Kg/j)
- X_m : concentration de boues en excès (Kg/m³)

e) Débit spécifique par m³ de bassin

Exprimé par l'équation :

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

IV-91

Avec :

- V : volume total du bassin biologique (m³)

f) Boues recyclées

Pour assurer une concentration stable de boues dans le bassin d'aération, favoriser l'efficacité de la biomasse bactérienne et prévenir toute accumulation dans le clarificateur, une fraction des boues est renvoyée vers le bassin d'aération par recyclage.

g) Taux de recyclage

Le taux de recyclage se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$r = \frac{X_a}{X_m - X_a} \times 100$$

IV-92

Avec :

- X_m : concentration de boues en excès (Kg/m³)
- X_a : concentration des boues dans le bassin

h) Débit de boues recyclées

Exprimé par l'équation :

$$Q_r = r \times Q_{moyj} \quad IV-93$$

i) Âge des boues

Donnée par :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X_t} \quad IV-94$$

Avec :

- ΔX_t : Quantité totale de boues en excès (Kg/j)

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées :

Tableau IV-20 : Résultats du calcul des boues produites dans le bassin biologique

Paramètre	Unité	Valeur (Horizon 2050)
Quantité des boues en excès ΔX_t	kg/j	6 736,28
Concentration de boues en excès X_m	kg/m ³	10,00
Débit de boues en excès Q_{bex}	m ³ /j	673,62
Débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	m ³ /m ³ /j	0,35
Taux de recyclage r	%	33,33
Débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	8 727,75
Âge des boues A_b	j	10

IV.6 Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues

IV.6.1 Dimensionnement de l'épaississeur

L'épaississeur à gravité circulaire concentre les boues par décantation, en laissant les solides se déposer au fond tandis que l'eau clarifiée est évacuée en surface, réduisant ainsi leur volume avant traitement ultérieur [15].

a) Débit journalier des boues alimentant l'épaississeur

En exploitation, les boues excédentaires du traitement secondaire sont épaissies cinq jours par semaine, et leur débit journalier est alors déterminé selon :

$$Q_{\text{excés}} = Q\Delta X_t \times \frac{7}{5} \quad \text{IV-95}$$

b) Volume total de l'épaississeur

Donnée par :

$$V = V_{\text{cylin}} + V_{\text{cone}} \quad \text{IV-96}$$

1. Volume cylindrique :

$$V_{\text{cylin}} = Q_{\text{excés}} \times T_s \quad \text{IV-97}$$

Avec :

T_s : le temps de séjour, généralement compris entre 2 et 10 jours (on retient ici $T_s=2$ jours).

2. Volume conique :

$$V_{\text{cone}} = \frac{H}{3} \times \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{IV-98}$$

Avec:

$$H_{\text{cone}} = 0,3 \times r \quad \text{IV-99}$$

c) Volume utile

Déterminées par :

$$V_u = \frac{V}{N} \quad \text{IV-100}$$

Où

- N : le nombre total d'épaississeurs ($N=2$)

d) Surface totale de l'ouvrage

Déterminées par :

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \text{IV-101}$$

- La hauteur H varie généralement entre 3 m et 4 m (valeur retenue : $H=3,5$ m)

e) Surface utile par épaisseur

Donnée par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N} \quad \text{IV-102}$$

Avec :

- N : nombre d'épaisseurs 2

f) Rayon de l'épaisseur

Indiquées par :

$$r = \sqrt{\frac{S_h}{\pi}} \quad \text{IV-103}$$

g) Débit de boues épaissies

Après épaissement gravitaire, la concentration des boues est en moyenne de 80 à 100 kg MS/m³.

Le débit de boues épaissies est donné par :

$$V_{\text{épaissi}} = \frac{Q_{\text{excès}}}{C_{be}} \quad \text{IV-104}$$

Avec :

- C_{be} : la concentration en matières sèches après épaissement (ici, 90 kg MS/m³)

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées :

Tableau IV-21 : Résultats de dimensionnement de l'épaisseur (Horizon 2050)

Paramètre	Unité	Valeur
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	9 430,79
Débit journalier entrant	m ³ /j	1131,69
Volume total	m ³	1240
Volume utile	m ³	620

Hauteur	m	3,5
Surface horizontale	m ²	354,28
Surface horizontale utile	m ²	177
Rayon	m	7
Diamètre	m	15
Volume des boues épaissies	m ³ /j	104,78

IV.6.2 Stabilisation aérobie des boues

La stabilisation des boues, aussi appelée digestion, vise à réduire la fraction biodégradable de la matière organique et à limiter la production d'odeurs.

Dans ce projet, la stabilisation est réalisée par digestion aérobie.

a) Débit journalier entrant

Donnée par :

$$Q_{b \text{ ent}} = Q_{\text{épaissi}} \quad IV-105$$

b) Volume de stabilisation

Exprimé par l'équation :

$$V = Q_{b \text{ ent}} \times T_s \quad IV-106$$

Avec :

T_s : le temps de séjour (dans notre cas $T_s = 25$ jours)

c) Surface totale de stabilisation

Exprimé par l'équation :

$$S = \frac{V}{H} \quad IV-107$$

Avec :

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

d) Calcul de Rayon

Donnée par :

$$r = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

IV-108

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des valeurs calculées

Tableau IV-22 : Résultats de dimensionnement de Stabilisation aérobie (Horizon 2050)

Paramètre	Unités	2050
Débit journalier entrant	m ³ /j	104,78
Volume total	m ³	2 619,50
Surface	m ²	873,16
Rayon	m	16

IV.6.3 Déshydratation des boues

La déshydratation constitue une étape essentielle du traitement des boues en station d'épuration. Son objectif principal est de réduire significativement la teneur en eau afin d'obtenir une siccité comprise généralement entre 45 % et 85 %, ce qui facilite le stockage, le transport et la valorisation éventuelle [15].

Parmi les procédés de déshydratation mécanique les plus utilisés, on distingue :

- La filtration sous vide,
- La filtration sous pression (notamment les filtres à bande et les filtres presses)
- La centrifugation.

Pour la station de Sidi Aïssa, la déshydratation est assurée par un filtre à bande, procédé adapté aux stations de taille moyenne grâce à sa simplicité et son efficacité.

a) Quantité horaire de boues à traiter

La quantité de boues à traiter par heure est déterminée à partir de la charge journalière et de la durée de fonctionnement, fixée à $T = 12$ h/j :

$$\Delta X_t/h = \frac{\Delta X_t}{T} \text{ (kg/h)}$$

IV-109

Avec :

ΔX_t : Quantité de boue à traiter par jour (kg/j)

b) Volume de boues extraites après déshydratation

Le volume des boues produites après déshydratation est donné par :

$$Q_b = \frac{\Delta X_t}{SF \times 1000}$$

IV-110

Avec :

- SF : siccité des boues (SF = 18 %)

c) Dimensionnement de la bande filtrante

La longueur de la bande est déterminée à partir de la capacité de filtration (150 kg MS/h/m) [11] :

$$L = \frac{\Delta X_t/h}{150}$$

IV-111

d) Besoins en floculant

L'utilisation d'un floculant est nécessaire pour améliorer la séparation solide-liquide. La dose usuelle est de 5 kg par tonne de matière sèche :

$$MS = \Delta X_t \times \frac{5}{1000}$$

IV-112

Tableau IV-23 : Résultats du dimensionnement de la déshydratation mécanique

Paramètre	Unités	Valeur
Quantité des boues épaissies ($\Delta X_t/h$)	kg/h	416,54
Volume extrait (Q_b)	m ³ /j	37,42
Longueur de la bande (L)	m	5,49
Floculant (MS)	kg	50

IV.7 Dimensionnement de l'aire de stockage des boues

Pour le stockage temporaire, une capacité de trois mois a été considérée.

a) Volume à stocker

Le volume pour trois mois de production est donné par :

$$V_{as} = \frac{\text{Production du boues}}{S_{moy} \times T_s} \quad IV-113$$

Avec :

- $T_s=91,5$ jours
- $S_{moy}=110 \text{ kg/m}^3$
- $H=4 \text{ m}$ (hauteur de stockage)

b) Surface horizontale

La surface au sol se calcule par :

$$S_h = \frac{V}{H} \quad IV-114$$

c) Rayon de l'aire circulaire

Si la zone est circulaire :

$$r = \sqrt{\frac{S_h}{\pi}} \quad IV-115$$

Résumé des résultats :

Tableau IV-24 : résultats de dimensionnement de l'air de stockage des boues

Paramètre	Horizon 2050
Volume (m ³)	993,24
Hauteur (m)	4
Surface horizontale (m ²)	248,31
Rayon (m)	8,00

Conclusion

Le dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration projetée confirme que la surface disponible 10 hectares est suffisante pour accueillir l'ensemble des installations de traitement prévues pour l'horizon 2050, tout en laissant une marge pour d'éventuels aménagements complémentaires. Les calculs garantissent une capacité de traitement conforme aux normes de rejet dans le milieu naturel, tout en préservant la possibilité de réutilisation des eaux traitées dans un cadre approprié.

Chapitre V : Calcul Hydraulique

Introduction

Dans une station d'épuration, les différents ouvrages de traitement sont interconnectés par un réseau de collecteurs. Le dimensionnement de ces conduites est une étape déterminante, car il permet d'établir le profil hydraulique global de la station. Cette analyse définit à la fois les niveaux d'eau dans chaque ouvrage et la position de la ligne piézométrique, assurant ainsi un fonctionnement hydraulique optimal et évitant tout risque de surcharge ou de refoulement dans le réseau.

V.1 Déversoir d'orage

Le déversoir d'orage évacue les excédents de débit lors de fortes pluies, protégeant les ouvrages de traitement contre les surcharges et les dysfonctionnements. Il optimise le dimensionnement du réseau aval, réduit les coûts d'extension et évite que les stations reçoivent des volumes d'eaux pluviales supérieurs à leur capacité, étant ainsi couramment utilisé dans les systèmes d'assainissement unitaires [14].

V.1.1 Typologie des déversoirs d'orage

Différentes configurations existent selon la disposition du seuil, l'orientation par rapport au collecteur et le mode d'évacuation :

V.1.1.1 *Déversoir à seuil frontal*

Implanté face au collecteur d'amenée ou à un changement de direction, ce déversoir assure un déversement direct, avec un seuil bas pour limiter la réduction de section et éviter les pertes de charge importantes [14].

V.1.1.2 *Déversoir à seuil latéral*

Positionné parallèlement à l'écoulement, le déversoir d'orage peut avoir différentes configurations et offre l'avantage de permettre un seuil long tout en réduisant l'emprise au sol, un atout en milieu urbain dense [14].

V.1.1.3 *Déversoir avec ouverture du radier*

Dans cette configuration, un orifice aménagé dans le fond ou la paroi latérale permet l'écoulement des débits habituels, tout en assurant un déversement efficace lors des crues pluviales.

V.1.1.4 Déversoir à double seuil latéral

Utilisé dans des cas particuliers, comme en forte pente ou en présence d'une chute dans le collecteur, ce dispositif comporte une cunette suspendue qui assure l'écoulement des faibles débits, tandis que les excédents se déversent latéralement [14].

V.1.2 Calcul des diamètres des collecteurs

Dimensionnement des conduites d'amenée et du déversoir d'orage repose sur l'évaluation des débits transitant vers la station d'épuration et vers le milieu récepteur, en tenant compte à la fois des eaux usées domestiques et des apports pluviaux.

- Les débits à considérer sont :

Débit d'eaux usées acheminé vers la station :

$$Q_{pts} = 0,502 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit pluvial dirigé vers le milieu naturel : (Source : DRE Msila)

$$Q_{pluvial} = 1,250 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le collecteur principal sera chargé d'acheminer un débit de :

$$Q_V = Q_{pts} + Q_{pluviale}$$

V.1.2.1 À l'amont du déversoir

Le calcul porte sur le diamètre du collecteur capable de transporter le débit total prévu à l'horizon 2050 :

$$Q_{amont} = 1,752 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I=1,8 \%$$

Selon l'abaque de Bazin (01 et 02) :

- Diamètre hydraulique du collecteur à l'entrée du déversoir : **$De = 1000 \text{ mm}$**
- Débit maximum à pleine section : **$Q_{ps} = 2,32 \text{ m}^3/\text{s}$**
- Vitesse à pleine section : **$V_{ps} = 3,48 \text{ m/s}$**

En se basant sur l'abaque complémentaire (Annexe III), les rapports caractéristiques sont :

- Rapport des débits : **$r_Q = Q_{pts}/Q_{ps} = 0,78$**
- Rapport de hauteur de remplissage : **$r_H = H_e/De = 0,64$**

- Rapport des vitesses : $r_v = V/V_{ps} = 1,1$

Donc :

$$He = 640 \text{ mm}$$

- j) Vitesse d'écoulement à l'amont :

$$V = 3,34 \text{ m/s}$$

V.1.2.2 À l'aval du déversoir

Le débit résiduel à l'aval est de

$$Q_{\text{aval}} = 0,502 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 2 \text{ ‰}$$

L'application de l'abaque de Bazin (Annexe II) fournit les valeurs suivantes :

- Diamètre de la conduite en aval : $D_s = 600 \text{ mm}$
- Débit maximum à pleine section : $Q_{ps} = 0,58 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse à pleine section : $V_{ps} = 2,28 \text{ m/s}$

D'après l'abaque de Bazin (Annexe III), on obtient :

- Rapport des débits : $r_Q = Q_{pts}/Q_{ps} = 0,86$
- Rapport de hauteur de remplissage : $r_H = He/De = 0,70$
- Rapport des vitesses : $r_v = V/V_{ps} = 1,12$

Alors la hauteur de remplissage en aval est de :

$$H = 420 \text{ mm}$$

Avec une vitesse d'écoulement de :

$$V = 2,55 \text{ m/s}$$

V.1.3 Dimensionnement du déversoir d'orage

V.1.3.1 Calcul de la hauteur du seuil

Le rayon hydraulique est obtenu par la relation :

$$Rh = \frac{Q_{pts}}{Q_{ps}}$$

V-1

Avec :

- D amont = 1000mm

Alors :

$$H_s = R_h \times D_{\text{amont}}$$

V-2

$$H_s = 216\text{mm}$$

V.1.3.2 Hauteur de la lame d'eau déversée

La lame d'eau au-dessus du seuil se calcule par la relation :

$$H_d = \frac{H_e - H_s}{2}$$

V-3

Donc :

$$H_d = 205\text{mm}$$

V.1.3.3 Longueur du seuil déversant

La longueur du seuil est déterminée par la formule :

$$L = \frac{Q_d}{U \times H_d \times \sqrt{2g \times H_d}}$$

V-4

Avec :

- g : accélération de la pesanteur
- u : Coefficient de débit, pour crêtes minces u = 0,4

En appliquant ces valeurs, on obtient une longueur de :

$$L = 7,6 \text{ m}$$

V.2 Conduite de fuite

V.2.1 Définition

La conduite de fuite évacue les eaux excédentaires du déversoir d'orage vers l'oued récepteur et est généralement réalisée en béton afin d'assurer sa durabilité et un bon écoulement hydraulique [11].

V.2.2 Dimensionnement d'une conduite de fuite

Le dimensionnement s'appuie sur un débit de calcul :

$$Q_d = 1,250 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 1,5 \%$$

L'application de l'abaque de Bazin (Annexe II) fournit les valeurs suivantes :

- Diamètre de la conduite en aval : **$D_s = 1000 \text{ mm}$**
- Débit maximum à pleine section : **$Q_{ps} = 2,11 \text{ m}^3/\text{s}$**
- Vitesse à pleine section : **$V_{ps} = 2,60 \text{ m/s}$**

D'après l'abaque complémentaire (Annexe III), les rapports caractéristiques sont :

- Rapport des débits : **$r_Q = Q_{pts}/Q_{ps} = 0,59$**
- Rapport de hauteur de remplissage : **$r_H = H_e/D_e = 0,53$**
- Rapport des vitesses : **$r_V = V/V_{ps} = 1,03$**

Donc :

$$H = 530 \text{ mm}$$

Avec une vitesse d'écoulement de :

$$V = 2,65 \text{ m/s}$$

V.3 Conduite de By-pass

V.3.1 Dimensionnement de la conduite By-pass

La conduite de By-pass joue un rôle de sécurité en dérivant temporairement une partie du débit en cas de défaillance ou de surcharge de la station de relevage.

$$Q_{pts} = 0,502 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 1,2 \text{ \%}$$

L'application de l'abaque de Bazin (Annexe II) fournit les valeurs suivantes :

- Diamètre de la conduite en aval : **$D_s = 800 \text{ mm}$**
- Débit maximum à pleine section : **$Q_{ps} = 0,90 \text{ m}^3/\text{s}$**
- Vitesse à pleine section : **$V_{ps} = 2 \text{ m/s}$**

Selon l'abaque de Bazin (Annexe II), les paramètres correspondants sont :

- Rapport des débits : **$r_Q = Q_{pts}/Q_{ps} = 1,55$**
- Rapport de hauteur de remplissage : **$r_H = H_e/D_e = 0,52$**
- Rapport des vitesses : **$r_V = V/V_{ps} = 1,03$**

Donc :

$$H = 416 \text{ mm}$$

Avec une vitesse d'écoulement de :

$$V = 2,06 \text{ m/s}$$

V.4 Profil hydraulique

Le profil hydraulique d'une station d'épuration illustre les niveaux d'eau le long de la filière, permettant de définir la ligne de charge et de garantir la continuité de l'écoulement entre les ouvrages.

V.4.1 Dimensionnement des conduites reliant les ouvrages

Le matériau retenu pour les conduites est le PEHD, choisi pour sa résistance, son étanchéité, sa durabilité face à la corrosion et sa faible rugosité, garantissant moins de pertes de charge et une longue durée de vie.

V.4.1.1 Évaluation des pertes de charge

Les pertes de charge dans les conduites sont calculées à l'aide de la relation de Darcy-Weisbach, Elle s'exprime ainsi :

$$\Delta H = C_{pa} - C_{pb} = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad V-5$$

Où :

- K : coefficient de perte de charge
- L : longueur de la conduite (m)
- Q : débit (m³/s)
- D : diamètre de la conduite (mm)
- β : coefficient lié au régime d'écoulement
- m : coefficient caractérisant le matériau
- C_{pa} et C_{pb} : cotes piézométriques en amont et en aval (m)

V.4.1.2 Longueurs équivalentes

La longueur réelle des conduites est corrigée en utilisant une longueur équivalente. Dans le présent travail, la relation adoptée est :

$$Leq = 1,15 \times L_{réelle}$$

V-6

V.4.1.3 Diamètre des conduites

Le diamètre des conduites est obtenu par la formule suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pa} - C_{pb}}}$$

V-7

Les coefficients empiriques K,m,β dépendent du matériau constitutif de la canalisation. Selon la littérature technique, les valeurs typiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Les valeurs de K, m et β

Matériau	K	m	β
Acier	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique (dont PEHD)	0,001052	4,774	1,77

Ainsi, pour le cas étudié, le PEHD est retenu avec les paramètres :

$$K = 0,001052 \quad ; \quad m = 4,774 \quad ; \quad \beta = 1,77$$

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau V-2: Résultats des calculs des longueurs et diamètres des conduites reliant les ouvrages

Ouvrages	L _{réelle} (m)	Leq (m)	Diamètre normalisé (mm)
Dessableur - déshuileur → Ouvrage de répartition N°1	5	5,75	300
Ouvrage de répartition N°1 → Bassin d'aération 01	24	27,6	500
Ouvrage de répartition N°1 → Bassin d'aération 02	8,7	10,005	500

Bassin d'aération 01 → Décanteur secondaire 01	8,7	10,005	400
Bassin d'aération 02 → Décanteur secondaire 02	38,6	44,39	400
Décanteur secondaire 01 → Filtre à sable rapide	38,6	44,39	315
Décanteur secondaire 02 → Filtre à sable rapide	44,5	51,175	315
Filtre à sable rapide → Réacteur UV	47	54,05	315
Réacteur UV → Réservoir de stockage	3	3,45	400
Réservoir de stockage → Oued	41,5	47,725	630

V.4.2 Calcul des côtes piézométriques des ouvrages

Le calcul des cotes piézométriques dans une station d'épuration repose sur l'application de l'équation de Bernoulli entre deux sections (1) et (2), exprimée de la manière suivante :

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad V-8$$

Avec :

- $\frac{P_1}{\gamma}$ et $\frac{P_2}{\gamma}$: représentent les énergies de pression aux sections (1) et (2)
- $\frac{V_1^2}{2g}$ et $\frac{V_2^2}{2g}$: correspondent aux énergies cinétiques
- Z_1 et Z_2 : désignent les altitudes géométriques des points considérés
- ΔH_{1-2} : traduit les pertes de charge le long du tronçon (1-2)

Dans le cas de réseaux d'assainissement urbain, la variation des vitesses étant généralement négligeable, les termes cinétiques peuvent être omis. L'équation se simplifie alors en :

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad V-9$$

En posant :

$$\frac{P_1}{\gamma} = H_1 \quad ; \quad \frac{P_2}{\gamma} = H_2$$

On obtient :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad V-10$$

Ainsi, la cote piézométrique au point (1) et au point deux (2) s'écrit :

- **$CP1 = H1 + Z1$**
- **$CP2 = H2 + Z2$**
- **$CP1 = CP2 + \Delta H_{1-2}$**

Les résultats du calcul des cotes piézométriques pour les principaux ouvrages de la station, sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau V-3: Résultats du calcul des cotes piézométriques

Ouvrage	Unité	Côte terrain (CT)	Côte de radier (CR)	Côte piézométrique (CP)
Dégrilleur	m	656	655.85	656,85
Dessableur – déshuileur	m	655.23	655	655,99
Répartiteur	m	653.05	652.75	652,95
Bassin biologique (I)	m	652.57	652.20	655,50
Bassin biologique (II)	m	652.57	652.20	655,50
Clarificateur (I)	m	651.35	651	653,20
Clarificateur (II)	m	651.35	651	653,20
Filtre à sable	m	650,98	650.65	653,00
Bassin UV	m	650.45	650.13	653,91

Conclusion

L'étude hydraulique réalisée dans ce chapitre a constitué une étape fondamentale du dimensionnement de la station d'épuration. Elle a permis, dans un premier temps, de définir avec précision les altitudes naturelles des différents ouvrages. Par ailleurs, elle a fourni les éléments nécessaires pour caractériser les conduites interconnectant ces ouvrages, notamment en termes de longueur, de diamètre et de vitesses d'écoulement. Enfin, le calcul détaillé des pertes de charge et des cotes piézométriques a offert une vision claire du fonctionnement hydraulique de l'ensemble du système, constituant ainsi une base fiable pour la conception finale de la station.

Chapitre VI :

Gestion et exploitation de la station

Introduction

L'exploitation d'une station d'épuration des eaux usées urbaines repose sur un suivi rigoureux des procédés de traitement afin de garantir un rendement épuratoire optimal, en conformité avec les normes environnementales et sanitaires en vigueur. Une gestion efficace ne se limite pas au fonctionnement quotidien des équipements ; elle implique également la planification des opérations de maintenance, l'évaluation des performances de traitement et la mise en place de mesures correctives en cas de dysfonctionnement.

Dans ce chapitre, il sera présenté les principes de la gestion d'exploitation d'une STEP, les objectifs associés, ainsi que les moyens humains, techniques et organisationnels mobilisés. Les différents dispositifs d'entretien et de contrôle seront également décrits, en soulignant leur rôle dans le maintien de la durabilité et de l'efficacité de l'installation.

VI.1 Objectifs de la gestion d'une STEP

La gestion opérationnelle d'une station d'épuration vise plusieurs objectifs stratégiques :

- k) Application des normes et réglementations relatives au rejet des effluents traités.
- l) Définition des responsabilités du gestionnaire et de l'équipe d'exploitation.
- m) Maîtrise des procédés de traitement des eaux, des boues et des émissions gazeuses
- n) Gestion des sous-produits issus du traitement et recherche de solutions d'élimination ou de valorisation adaptées
- o) Élaboration de rapports de suivi fondés sur la collecte et l'analyse des données afin d'évaluer les performances de la station dans le temps (Ministère de l'Environnement, 2018).

VI.2 Gestion et entretien de la station

La gestion de la STEP repose sur un ensemble de moyens techniques et humains mis en œuvre par les techniciens et agents d'exploitation.

Elle consiste principalement à :

- Relever les compteurs et indicateurs de fonctionnement,
- Effectuer et interpréter des analyses simples,
- Ajuster l'aération, la recirculation et l'extraction des boues,

- Tenir un journal de bord,
- Planifier les opérations d'entretien et de maintenance

VI.2.1 Mise en place de la documentation technique

Dans une station d'épuration, la diversité des équipements installés rend indispensable l'élaboration d'une documentation technique complète. Celle-ci constitue un support essentiel pour organiser de manière rationnelle les opérations d'entretien et de maintenance, tout en assurant la traçabilité des interventions.

VI.2.1.1 Documents relatifs aux opérations à effectuer

Afin de planifier et hiérarchiser les interventions, plusieurs outils documentaires sont nécessaires :

- Un inventaire général des équipements, décrivant les caractéristiques techniques et les composants de chaque appareil.
- Des fiches d'entretien spécifiques par appareil, précisant les opérations de maintenance à réaliser ainsi que leur fréquence

Ces documents facilitent la programmation des travaux et garantissent une gestion préventive efficace.

VI.2.1.2 Documents de contrôle

Les documents de suivi permettent d'évaluer l'état de fonctionnement des installations et de détecter les baisses de performance :

- Feuilles de marche, indiquant la durée de fonctionnement des équipements et, le cas échéant, leur consommation énergétique.
- Fiches de contrôle, permettant d'apprécier les rendements et de déterminer le moment opportun pour le remplacement ou la réhabilitation d'un équipement.
- Rapports d'exploitation détaillés.

VI.2.2 Moyens et techniques d'exploitation

VI.2.2.1 Moyens humains

La complexité des procédés de traitement des eaux usées requiert la présence d'un personnel qualifié, réparti selon des responsabilités précises :

- Chef de station : assure la gestion administrative et la coordination du personnel.
- Technicien de laboratoire : effectue les analyses physico-chimiques et biologiques et veille au suivi de la qualité des effluents.
- Électromécanicien : prend en charge la maintenance et le dépannage des installations mécaniques et électromécaniques.
- Agents d'exploitation : assurent l'exploitation quotidienne des ouvrages ainsi que leur entretien courant.
- Ouvriers : participent à l'entretien des unités les plus simples.
- Agents de sécurité : garantissent la surveillance et la protection permanente du site (24h/24)

VI.2.2.2 Mesures et contrôles au sein de la STEP

Dans le cadre de l'exploitation, un ensemble de mesures physico-chimiques et biologiques doivent être régulièrement effectuées afin de garantir la conformité des rejets et d'optimiser le dimensionnement des ouvrages :

- Mesure du débit
- Mesure du pH
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- Demande biochimique en oxygène à 5 jours (DBO₅)
- Teneur en oxygène dissous
- Recherche de substances toxiques spécifiques
- Caractérisation des boues (concentration en MES, MVS, stabilité)

L'optimisation du fonctionnement repose sur le réglage de trois paramètres essentiels :

- Le taux de recirculation des boues.
- Le taux d'aération.
- La proportion de boues excédentaires à extraire.

Pour ajuster ces paramètres, il est nécessaire de suivre en continu :

- La concentration en oxygène dissous dans le bassin d'aération.

- Le taux de boues présent dans le réacteur biologique.
- La teneur en matières volatiles en suspension (MVS), indicateur de l'activité biologique

VI.2.3 Suivi et contrôle du fonctionnement de la station d'épuration

Le maintien des performances d'une station d'épuration repose sur une gestion rigoureuse et une maintenance préventive adaptée. Cela implique à la fois la vérification des infrastructures et le suivi opérationnel des procédés de traitement.

VI.2.3.1 Contrôle du fonctionnement

Pour garantir la pérennité et l'efficacité des installations, plusieurs actions de maintenance doivent être entreprises :

- Les rigoles, caniveaux et parois doivent être régulièrement nettoyés afin d'éviter l'accumulation de dépôts pouvant perturber l'hydraulique de l'installation.
- Les structures métalliques exposées à la corrosion nécessitent une remise en peinture tous les cinq ans.
- Les ouvrages en béton doivent être inspectés périodiquement afin de contrôler leur étanchéité, détecter d'éventuelles fissures et vérifier l'état des joints.
- Les équipements mécaniques et électromécaniques doivent faire l'objet d'un nettoyage et d'une lubrification régulière.
- Les équipements immergés requièrent une vidange annuelle, tandis que les systèmes d'aération doivent être vérifiés et entretenus fréquemment pour garantir une oxygénation optimale.

Un suivi attentif est indispensable pour assurer en continu la qualité du traitement des effluents. Ce suivi s'articule autour de deux niveaux de contrôle :

a. Contrôles quotidiens

Les vérifications journalières, assurées par l'exploitant, permettent de réagir rapidement en cas d'anomalie. Elles incluent :

- L'évaluation de la décantation et de la turbidité,
- La surveillance des odeurs,
- L'observation de la couleur et de l'aspect des boues,

- La détection de signes de déficit en oxygène (mauvaise odeur, boues grisâtres ou noircies).

b. Contrôles périodiques

Les contrôles réalisés à intervalles réguliers visent à fournir des données plus précises sur le fonctionnement global et à orienter les décisions d'exploitation. Ils comprennent :

- La mesure de la concentration en oxygène dissous dans le bassin d'aération,
- L'analyse de la décantabilité et de la concentration en MES et MVS des boues,
- Le suivi de la qualité de l'effluent traité et de l'eau brute sur 24 heures,
- Une inspection technique annuelle complète des installations.

VI.2.4 Dispositifs d'entretien des ouvrages

VI.2.4.1 Dégrilleur

- Retirer quotidiennement les déchets solides et nettoyer les parois à l'aide de jets d'eau.
- Consigner les quantités de déchets collectées dans le registre d'exploitation.
- Vérifier chaque jour le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- S'assurer du bon fonctionnement électromécanique du dispositif.

VI.2.4.2 Dessableur-dégraisseur

- Nettoyer le poste de travail quotidiennement.
- Vérifier le bon fonctionnement du système de raclage et du pont roulant à travers un cycle opérationnel complet.
- Maintenir en permanence le système d'insufflation d'air pour assurer la séparation des graisses.

VI.2.4.3 Bassin anaérobie

- Contrôler régulièrement les niveaux d'oxygène dissous afin de maintenir des conditions strictement anaérobies.
- Nettoyer et calibrer périodiquement les capteurs.

VI.2.4.4 Bassin d'anoxie

- Surveiller le rendement du traitement.

- Vérifier le taux de recirculation des boues activées entre le bassin d'aération et le bassin d'anoxie.
- Entretenir le système de brassage pour assurer une homogénéité du mélange.

VI.2.4.5 Bassin d'aération

- Vérifier quotidiennement le fonctionnement des équipements d'aération.
- Maintenir les automates de régulation (démarrage/arrêt des aérateurs).
- Enregistrer les paramètres de fonctionnement : débit, concentration en oxygène dissous, DBO5 entrante, indice de Mohlman, et concentration en boues.

VI.2.4.6 Clarificateur

- Assurer la propreté régulière du bassin.
- Vérifier semestriellement les dispositifs d'isolation.
- Contrôler quotidiennement le système de pompage des écumes.
- Réaliser des analyses contractuelles sur l'eau clarifiée (DBO, DCO, MES).
- Procéder à une vidange quinquennale afin de contrôler l'intégrité des structures immergées.

VI.2.4.7 Désinfection des eaux traitées

Le poste de désinfection doit être maintenu propre afin de garantir un fonctionnement optimal et une qualité microbiologique conforme de l'effluent. Les consignes des fabricants doivent être strictement respectées pour les opérations de mise en service et d'arrêt. Le réglage de la vitesse de filtration doit être régulièrement optimisé, et un nettoyage périodique du filtre est indispensable pour limiter les pertes de charge. Dans le cas d'une désinfection par rayonnement ultraviolet (UV), un contrôle annuel de l'état des lampes est nécessaire, avec un remplacement recommandé tous les deux ans pour maintenir l'efficacité du procédé.

VI.2.4.8 L'épaississeur de boues

L'épaississeur requiert un entretien quotidien afin d'assurer sa fiabilité. Cela comprend :

- Le maintien de la propreté du poste,
- La mesure journalière de la hauteur du voile de boue, qui doit rester supérieure à 2 mètres
- Le suivi quotidien du pH des eaux rejetées et des boues épaissies
- L'enregistrement systématique des volumes extraits.

Une vidange quinquennale est nécessaire pour inspecter et entretenir les structures immergées

VI.2.4.9 Digesteur aérobie

Afin d'éviter toute perte d'efficacité du procédé de stabilisation, les diffuseurs d'air doivent être nettoyés régulièrement pour prévenir les obstructions. De plus, les surfaces internes et externes du digesteur doivent être entretenues afin d'éviter l'accumulation de dépôts qui pourraient réduire la performance.

VI.2.4.10 Lits de séchage

Avant chaque épandage, les lits de sable doivent être nettoyés et débarrassés des végétaux indésirables. L'épaisseur des boues déposées ne doit pas dépasser 40 cm afin de garantir un séchage homogène. Après deux à trois cycles d'utilisation, il est recommandé de renouveler la couche supérieure de sable. Les lits doivent être remplacés tous les deux ans, avec un entretien régulier des drains pour éviter leur colmatage. Afin de prévenir la végétation et le compactage du lit, une couverture plastique peut être utilisée entre deux cycles.

VI.3 Hygiène et sécurité

L'exploitation d'une station d'épuration implique une gestion rigoureuse de la sécurité et des conditions d'hygiène pour protéger les opérateurs. Les principales mesures consistent à :

- **Circulation et accessibilité** : maintenir dégagés les accès aux différents ouvrages, notamment aux aérateurs, pour assurer des interventions rapides et sécurisées.
- **Systèmes d'alarme** : installer des dispositifs de détection et d'alerte dans les zones sensibles pour signaler toute situation à risque.
- **Ventilation** : garantir un renouvellement d'air suffisant dans les espaces clos et équiper les zones générant des gaz d'un système d'extraction adapté.
- **Protection contre les chutes** : mettre en place garde-corps, grilles et barrières dans les zones de travail en hauteur ou à proximité de bassins.
- **Intervention en espace confiné** : vérifier la qualité de l'atmosphère avant toute entrée dans une zone fermée, notamment la présence d'hydrogène sulfuré (H₂S), gaz toxique fréquemment rencontré dans les ouvrages de traitement.

Conclusion

L'exploitation optimale d'une station d'épuration (STEP) repose sur deux axes fondamentaux.

D'une part, un programme régulier de maintenance préventive et corrective des équipements est indispensable pour garantir la continuité du traitement et prolonger la durée de vie des installations. Cet entretien rigoureux permet de préserver la performance hydraulique et biologique des ouvrages, tout en limitant les risques de pannes imprévues. D'autre part, la sécurité et l'hygiène au travail doivent être considérées comme une priorité majeure. La protection de la santé du personnel impose la mise en place de procédures adaptées de prévention des risques, qu'ils soient d'ordre chimique, biologique ou mécanique.

En combinant ces deux approches – maintenance technique et gestion sécuritaire – l'exploitant assure non seulement la fiabilité et la pérennité de la STEP, mais également la conformité de son fonctionnement aux exigences environnementales et sanitaires.

Chapitre VII :
Évaluation des besoins et choix de
culture

VII.1 Introduction

La réutilisation des eaux usées traitées constitue une pratique ancienne, dont les premières applications remontent au XIX^e siècle. À cette époque, plusieurs villes européennes et nord-américaines orientaient leurs rejets domestiques vers l'irrigation agricole, principalement pour limiter la contamination des cours d'eau, et non dans un objectif de productivité agricole.

Aujourd'hui, cette pratique prend une importance croissante en raison de l'augmentation de la demande en eau, conséquence directe de la croissance démographique et de l'amélioration des conditions de vie. Dans ce contexte, la réutilisation des eaux usées urbaines traitées s'inscrit comme une solution stratégique pour diversifier et sécuriser les ressources en eau.

VII.2 Définition de la réutilisation des eaux usées traitées (REUE)

La Réutilisation des Eaux Usées Épurées (REUE) désigne l'ensemble du processus consistant, d'une part, à traiter les effluents urbains afin de répondre à des normes de qualité définie, et d'autre part, à réemployer directement ces eaux pour des usages spécifiques. Ce schéma peut intégrer un traitement complémentaire afin d'adapter la qualité de l'eau aux exigences de son usage final [18].

VII.3 Domaines d'application de la REUE

VII.3.1 Usages urbains

En milieu urbain, les eaux traitées peuvent être valorisées pour :

- L'arrosage des espaces verts, parcs, terrains de sport et golfs
- L'alimentation de bassins d'agrément et plans d'eau de loisirs
- Le lavage de la voirie et l'alimentation de réservoirs anti-incendie
- Certains usages domestiques non potables (chasses d'eau notamment) [18]

De nombreux projets pilotes et opérationnels dans le monde confirment la faisabilité technique et la pertinence économique de ces applications.

VII.3.2 Usages industriels

Plusieurs secteurs industriels produisent des effluents spécifiques en grande quantité (énergie, sidérurgie, papeterie, textile, électronique, stations de lavage automobile, etc.).

Après traitement, ces eaux peuvent être réutilisées notamment dans les circuits de refroidissement, les laveries ou encore certains procédés de fabrication. Ce mode de gestion permet de réduire la pression sur les ressources en eau douce et de limiter les rejets polluants.

VII.3.1 Recharge des nappes

Dans les régions arides ou côtières, la REUE est également appliquée pour la recharge artificielle des nappes phréatiques. Elle vise à lutter contre l'assèchement ou à prévenir l'intrusion saline dans les aquifères.

VII.3.2 Usages agricoles

L'irrigation agricole demeure historiquement et quantitativement le principal domaine d'application de la REUE. Outre l'apport en eau, les effluents traités fournissent des nutriments essentiels tels que l'azote, le phosphore et le potassium, ainsi que des oligo-éléments (fer, zinc, cuivre, manganèse). Ces apports contribuent à l'amélioration des rendements agricoles tout en réduisant le recours aux engrais chimiques, représentant ainsi un avantage économique notable pour les agriculteurs.

VII.4 Ressources en sol

Le sol de la zone d'étude est de type argilo-limoneux. Ses principales caractéristiques hydrodynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Caractéristiques hydrodynamiques du sol argilo-limoneux

Tableau VII-1: Caractéristiques hydrodynamiques du sol argilo-limoneux

Paramètre	Valeur moyenne
Texture	Argilo-limoneux
Densité apparente (g/cm ³)	1,4
Perméabilité (mm/h)	8,5
pH	7,7
Conductivité (mmhos/cm)	0,6
Humidité à la capacité au champ (%)	28
Humidité au point de flétrissement (%)	13

(Source : DRE M'SIA, 2024)

VII.5 Qualité de l'eau d'irrigation

Avant tout aménagement agricole, il est nécessaire d'évaluer la qualité de l'eau disponible afin de prévenir les risques liés à la salinité, au sodium, au pH ou à la toxicité pour les cultures. Le tableau VII.2 présente les caractéristiques chimiques de l'eau utilisée dans la zone d'étude.

Tableau VII-2: Paramètres chimiques de l'eau d'irrigation

Paramètre	Unité	Valeur moyenne
Conductivité	$\mu\text{S}/\text{cm}$	660
pH	–	7,8
Cl^-	mg/l	100
Na^+ (mg/l)	mg/l	700
Ca^{2+} (mg/l)	mg/l	400
Mg^{2+} (mg/l)	mg/l	60
K^+ (mg/l)	mg/l	14
SO_4^{2-} (mg/l)	mg/l	500
HCO_3^- (mg/l)	mg/l	115

(Source : DRE M'SIA, 2024)

VII.6 Classification des eaux destinées à l'irrigation

L'évaluation de la qualité d'une eau en vue de son utilisation pour l'irrigation repose sur deux paramètres essentiels : la salinité totale, exprimée par la conductivité électrique (CE), et le rapport d'absorption du sodium (SAR), indicateur du risque d'alcalinisation des sols. Ces critères permettent de juger de l'impact potentiel de l'eau sur la croissance végétale ainsi que sur la structure des sols.

VII.6.1 Salinité totale (concentration en sels dissous)

L'eau d'irrigation contient toujours des sels solubles. En faibles concentrations, ceux-ci peuvent être bénéfiques, mais lorsqu'ils deviennent excessifs, ils perturbent l'absorption d'eau

par les racines et entraînent une baisse de productivité. Le degré de salinité est évalué à travers la conductivité électrique (CE), mesurée à 25 °C et exprimée en mmhos/cm. Plus la concentration en sels est élevée, plus la CE augmente.

La classification de l'eau en fonction de la CE se fait selon quatre classes principales

Tableau VII-3: Classification des eaux d'irrigation selon la conductivité électrique

Classe	CE (mmhos/cm)	Qualité de l'eau et impact sur les cultures
C1	$CE < 0,25$	Faible salinité – adaptée à toutes les cultures
C2	$0,25 \leq CE \leq 0,75$	Salinité moyenne – utilisable pour les plantes moyennement tolérantes
C3	$0,75 \leq CE \leq 2,25$	Salinité élevée – utilisable uniquement sur sols bien drainés et avec des cultures tolérantes
C4	$CE > 2,25$	Salinité très élevée – eau difficilement utilisable

VII.6.2 Risque d'alcalinisation (Rapport d'absorption du sodium – SAR)

Le SAR reflète l'équilibre entre le sodium et les cations divalents (calcium et magnésium). Une teneur excessive en sodium par rapport au calcium et au magnésium entraîne un phénomène de dispersion des argiles dans le sol, ce qui réduit sa perméabilité et compromet l'infiltration de l'eau.

Le SAR est défini par la relation :

$$SAR = \frac{[Na^+]}{\sqrt{\frac{[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}]}{2}}} \quad \text{VII-1}$$

La classification du risque d'alcalinisation selon le SAR est donnée ci-dessous :

Tableau VII-4: Classification des eaux selon le SAR [18]

Classe	SAR	Niveau de risque d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen

S3	$18 < \text{SAR} \leq 26$	Risque élevé
S4	$\text{SAR} > 26$	Risque très élevé

VII.6.3 Cas d'étude appliqué

Pour l'eau analysée :

- Sodium : 700 mg/L $\rightarrow \text{Na}^+ = 30,43$ méq/L
- Calcium : 400 mg/L $\rightarrow \text{Ca}^{2+} = 20,0$ méq/L
- Magnésium : 60 mg/L $\rightarrow \text{Mg}^{2+} = 5,0$ méq/L

Donc :

$$\text{SAR} = 8,59$$

La conductivité électrique mesurée est $\text{CE} = 660 \mu\text{S/cm}$.

Selon ces résultats, l'eau étudiée se situe dans la classe C2-S1, ce qui correspond à une salinité moyenne et un faible risque d'alcalinisation. Elle est donc adaptée à l'irrigation de cultures moyennement tolérantes dans des sols bien drainés.

VII.7 Calcul de la pluie de projet

L'analyse pluviométrique constitue une étape essentielle pour estimer les précipitations extrêmes susceptibles de générer des inondations dans la zone d'étude.

VII.7.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle

Un ensemble de données pluviométriques mensuelles, couvrant la période 1995–2023, a été exploité. La synthèse de ces précipitations est présentée dans le tableau suivant, qui illustrent les valeurs moyennes enregistrées.

Tableau VII-5: Moyennes mensuelles des précipitations enregistrées entre 1995 et 2023

Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AUG	moy annuel
1995	12,6	57,9	8,9	25	58,5	93,5	26,6	68,3	50,8	13,4	14,8	8,5	438,8
1996	20,1	13,1	23	40,4	33,9	14,2	10,5	59,7	22,1	19,6	3,5	24,5	284,6
1997	47,6	59,5	71,3	47,5	11,9	57,4	16,9	44,6	133,9	4,5	0	4	499,1

CHAPITRE VII : ÉVALUATION DES BESOINS ET CHOIX DE CULTURE

1998	45,8	43,6	83,1	41,3	42,3	28,2	90,9	0	33,7	4,1	0	10,9	423,9
1999	38,7	16,2	25,5	132,2	3,4	1,3	12,7	26,6	34	0,3	0	2	292,9
2000	33	81,8	34,8	53,4	148,6	25,3	5	49	8	2,5	0	2,1	443,5
2001	78,1	3,6	10,3	12	22,7	26,8	14,5	14,1	20,4	0,5	7,5	77,3	287,8
2002	21,1	10,5	136,3	186,8	205,4	88,2	7,7	103,4	16	13,6	10,2	40,9	840,1
2003	60,4	67,8	40,7	123,1	72,6	16,1	38,7	59	131,7	4	3,2	4,5	621,8
2004	48,5	23,4	35,3	84,7	26	57,7	28,5	21,6	10,5	10,5	11,3	3,8	361,8
2005	17,8	66,8	41,2	91,5	116	61,1	30,3	58,9	69,6	12,7	4,6	2,7	573,2
2006	34,2	0	29	56,5	6	54,3	178,6	100,2	24,1	18,2	0	7,5	508,6
2007	65,8	82,4	72,8	39,1	11,6	17,5	20,2	31,1	66,9	24,6	5,7	2,5	440,2
2008	78,5	36,9	53,8	60,1	97,1	23,9	74,9	90	20,8	2,5	1	13,9	553,4
2009	106,1	9,8	103	63,6	42	86	61,8	23,1	45,7	19,8	0	32,7	593,6
2010	6,1	63,3	91,9	30,3	37,7	116,4	60,9	116,2	100,7	25,9	0	10,5	659,9
2011	3	42,8	57,1	36,7	33,6	103,6	67,6	77	25,1	2,2	8	11,8	468,5
2012	6,9	35,7	67,5	13,7	98,9	112,7	52,3	55,5	61,4	2	7,5	19,5	533,6
2013	48	6,7	66,3	48,5	44,3	50,7	138,3	4	33,7	86,8	0,1	0	527,4
2014	29,6	6,4	113,7	130,8	78,7	118	46,2	1,5	29,5	14,2	0	13,3	581,9
2015	48,6	50,5	36,5	0	41,2	65,5	100,3	45,9	62,4	0	0	0	450,9
2016	19,5	44,2	33,4	60,7	187,1	23,4	14,7	16,4	2	20,8	5	21,6	448,8
2017	17,4	6,5	66,3	61,5	32,5	33,7	97,6	104,3	64,7	45	0	15,4	544,9
2018	32,1	72,7	81,5	68,5	135,6	28,7	34,9	34,2	33,6	18,4	14	9,1	563,3
2019	72,4	35,4	86,5	63,7	42,1	0	79,5	71,9	20	18	0	6	495,5
2020	11	13	38	84,9	15	20,8	38	17,3	36,3	17	3,7	20	315
2021	33,3	9,8	69,9	51,3	12	23,3	56,5	101,3	21,3	0	0	2	380,7
2022	28,2	44,8	31,7	20,3	73,5	13,5	7	5,5	122,6	82,1	0	4	433,2
2023	2,5	8,5	90,8	51,3	29,3	135,4	27,3	23,9	38,3	0	5,5	2,2	415
Moyenne	36,8	35,0	58,6	61,4	60,7	51,6	49,6	49,1	46,2	16,7	3,6	12,9	482,1

Source A.N.R.H (Msila 2024)

VII.7.2 Homogénéisation de la série pluviométrique

Avant d'exploiter une série pluviométrique pour des calculs hydrologiques, il est indispensable de vérifier sa stabilité statistique dans le temps. Le test de Mood, proposé par Paul Meylan, permet d'évaluer l'homogénéité de la série en examinant la répartition des données autour de la médiane

Procédure du test :

1. Classer les valeurs par ordre croissant et déterminer la médiane M .
2. Remplacer chaque valeur de x_i dans la série non classée par un signe :
 - ✓ (+) si $x_i > M$
 - ✓ (-) si $x_i < M$
3. Déterminer :
 - ✓ N_s : nombre total de séries successives de mêmes signes
 - ✓ T_s : taille de la plus grande série de mêmes signes
4. Conditions d'acceptation de l'homogénéité :

$$1/2 (N + 1 - 1.96\sqrt{N - 1}) < N_s < 1/2 (N + 1 + 1.96\sqrt{N - 1})$$

$$T_s < 3.3 \sqrt{N + 1}$$

Si les deux conditions sont satisfaites, la série est considérée comme homogène et donc exploitable pour le dimensionnement hydrologique.

Application :

1. Médiane = 468.5 et $N=29$

Tableau VII-6: Homogénéisation de la série pluviométrique selon la méthode de Mood

Année	Valeur	Signe
1995	438.8	+
1996	284.6	-
1997	499.1	+
1998	423.9	-

1999	292.9	
2000	443.5	
2001	287.8	
2002	840.1	
2003	621.8	
2004	361.8	
2005	573.2	
2006	508.6	
2007	440.2	
2008	553.4	
2009	593.6	
2010	659.9	
2011	468.5	
2012	533.6	
2013	527.4	
2014	581.9	
2015	450.9	
2016	448.8	
2017	544.9	
2018	563.3	
2019	495.5	
2020	315	
2021	380.7	

2022	433.2	
2023	415	

2. Calcul de N_s et T_s

$$N_s = 11$$

$$T_s = 7$$

3. Vérification des conditions

VII-2

$$N_s \min = \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N - 1}) = 9.81$$

VII-3

$$N_s \max = \frac{1}{2}(N + 1 + 1.96\sqrt{N - 1}) = 20.18$$

VII-4

$$\rightarrow N_s^{\min} = 9.81 < N_s = 11 < N_s^{\max} = 20.18$$

$$T_s = 3.3 \times (\log_{10}(N) + 1) = 8.12$$

$$\rightarrow T_s = 7 < 8.12$$

4. Conclusion :

Les deux conditions du test de Mood sont satisfaites.

Donc la série annuelle est homogène. Elle peut donc être utilisée pour les calculs hydrologiques et la détermination fiable de la pluie de projet.

VII.7.3 Ajustement des pluies annuelles

L'ajustement est généralement réalisé à l'aide de lois de probabilité, dont la plus couramment appliquée est la loi normale. Celle-ci est définie par deux paramètres principaux : la moyenne (μ) et l'écart-type (σ). Dans certaines variantes, comme la loi log-normale de Galton, ces paramètres sont appliqués aux logarithmes des données.

Pour ce travail, l'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, largement utilisé en hydrologie pour l'analyse statistique des séries pluviométriques, et les résultats sont présentés dans la figure suivante

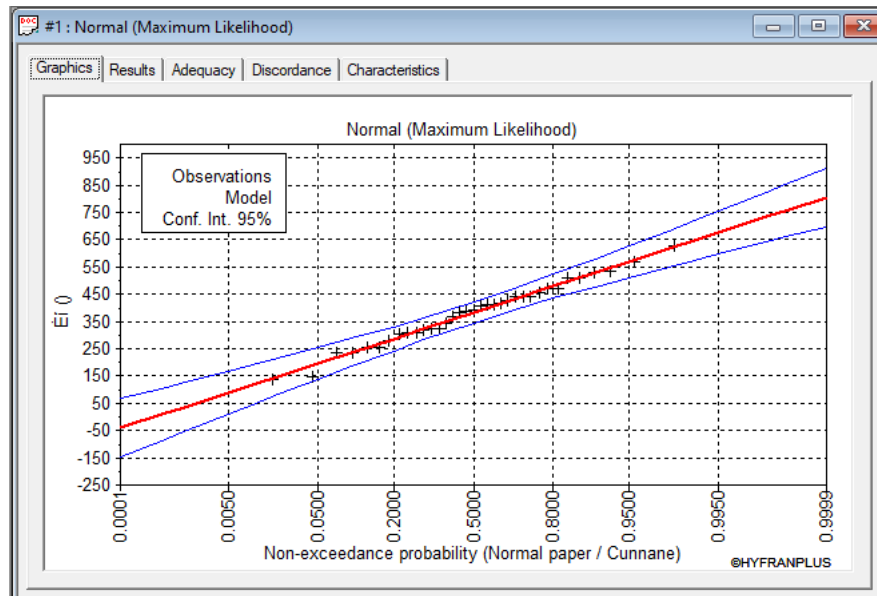


Figure VII-1: Ajustement des pluies annuelles aux lois de Normal

VII.8 Test de validité de l'ajustement

Une fois l'ajustement réalisé, il est nécessaire de vérifier la qualité de l'adéquation entre les données observées et la loi théorique choisie. À cette fin, le test du Khi-deux (χ^2) est couramment utilisé. La loi est considérée comme satisfaisante lorsque la condition suivante est respectée :

$$\chi^2 \text{ calculé} < \chi^2 \text{ théorique}$$

Dans notre cas, avec un seuil de signification $\alpha = 0,05$, le test a donné :

- χ^2 calculé = 5,52
- Degrés de liberté = 4
- χ^2 théorique = 9,49
- Condition vérifiée [χ^2 calculé < χ^2 théorique]

Ces résultats confirment que la loi normale constitue un ajustement adéquat pour la modélisation des précipitations annuelles dans la zone d'étude.

VII.8.1 Détermination de l'année de calcul

La probabilité d'assurer l'irrigation est généralement fixée à 80 %. L'année de calcul est ensuite déterminée en appliquant la formule suivante :

$$P_{\text{sec } 80\%} = P_{\text{moy mensuel}} \times \frac{P_{\text{th } 80\% \text{ Annuelle}}}{P_{\text{th } 50\% \text{ Annuelle}}}$$

VII-5

Avec :

- (**P_{th} 80% = 597.66**) : représente la pluviométrie annuelle théorique pour une probabilité de 80 %
- (**P_{th} 50% = 467.45**) : correspond à la pluviométrie annuelle théorique pour une probabilité médiane de 50 %
- (**P_{th} 80%/P_{th} 50% = 1.24**) : le rapport permet de corriger les valeurs mensuelles observées afin de représenter une année de référence dite "sèche".

Tableau VII-7: Précipitations moyennes mensuelles corrigées pour l'année de calcul (freq= 80%)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
<i>P_{moy}</i>	36,8	35,0	58,6	61,4	60,7	51,6	49,6	49,1	46,2	16,7	3,6	12,9
P80%(mm)	29,68	28,22	47,25	49,51	48,95	41,61	40,00	39,59	37,26	13,47	2,90	10,40

VII.9 Besoins en eau des cultures

Les besoins en eau se définissent comme le volume d'irrigation requis pour compenser l'insuffisance des précipitations et assurer un bilan hydrique équilibré pour la culture.

VII.9.1 Détermination des pertes par évapotranspiration

Initialement employée en agriculture, la notion d'évapotranspiration (ET) est également pertinente pour évaluer les pertes d'eau dans les bassins de traitement à ciel ouvert. L'évapotranspiration réelle (ETR) se calcule comme la différence entre l'évapotranspiration potentielle (ETP) et les précipitations efficaces, tandis que son estimation de référence (ET₀) repose généralement sur la formule modifiée de Penman–Monteith, recommandée par la FAO pour son intégration des principaux paramètres climatiques [20].

La formule de Penman–Monteith modifiée peut s'écrire sous la forme suivante :

$$ET_0 = C \times [w \times R_n + (1 - w) \times F(u) \times (e_a - e_d)]$$

VII-6

Avec :

- W : coefficient de pondération tenant compte de l'influence du rayonnement selon la température et l'altitude ;
- R_n : rayonnement net, exprimé en équivalent millimètre d'évaporation par jour ;
- $F(u)$: fonction de la vitesse du vent ;
- e_a : pression de vapeur saturante moyenne de l'air (mb) ;
- e_d : pression de vapeur réelle (mb) ;
- $(e_a - e_d)$: déficit de saturation en vapeur d'eau, utilisé comme facteur correctif des variations journalières ;
- C : facteur d'ajustement lié aux fluctuations des conditions météorologiques entre le jour et la nuit.

L'évapotranspiration de référence (ET_0) a été estimée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, basé sur la méthode de Penman–Monteith. Le calcul utilise les données climatiques mensuelles (température, humidité relative, ensoleillement et vitesse du vent). Les résultats obtenus pour la station de Sidi Aïssa sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VII-8: Évapotranspiration potentielle mensuelle (ET_0) calculée avec CROPWAT 8.0

Mois	T min (°C)	T max (°C)	Humidité (%)	Vent (m/s)	Insolation (h/j)	Rayonnement (MJ/m ² /j)	ET_0 (mm/mois)
Janvier	1	19	57	2,1	8,9	12,6	66,6
Février	1	20	55	3,7	7,8	14,1	94,7
Mars	0,8	21,6	66	3,1	7,1	16,2	104,9
Avril	4,9	26,5	77	2	6,6	18,1	107,2
Mai	5,1	33,5	74,0	3,5	7,1	20,2	176,1
Juin	8	38	69,0	3,4	7,5	21,2	201,8
Juillet	14,8	40,2	79,0	2,7	7,9	21,5	188,3
Août	17	40	63,0	2,3	8,9	21,7	200,5
Septembre	14	31	62,0	2,6	9,5	20,1	154,3
Octobre	7	24	45,0	2,4	9,8	17,1	121,5
Novembre	6,1	22	43,0	2,4	10,9	15	94,5

Décembre	1,1	16	45,0	2,4	10,1	12,8	69,7
Moyenne	6,7	27,7	61,3	2,7	8,5	17,55	131,675

(Source : FAO, logiciel CROPWAT 8.0)

VII.9.2 Évapotranspiration maximale (ETM)

Elle est obtenue par la relation :

$$ETM = ET_0 \times K_c \quad \text{VII-7}$$

Avec :

- K_c : le coefficient cultural dépendant du type de culture et de son stade de développement.

VII.9.3 Coefficients culturaux (K_c)

Les valeurs de K_c ont été déterminées en tenant compte du cycle végétatif, de l'humidité de l'air et de la vitesse du vent dans la zone d'étude.

VII.9.4 Réserve facilement utilisable (RFU)

La RFU, qui exprime la quantité d'eau mobilisable par les plantes dans le sol, est calculée par :

$$RFU = (h_{cc} - h_{pf}) \times Y \times Da \times Z \quad \text{VII-8}$$

Avec :

- h_{cc} : (capacité au champ)
- h_{pf} : (point de flétrissement)
- Da : (densité apparente)
- Z : (profondeurs racinaires)
- Y : (coefficient de disponibilité, généralement 2/3)

Dans notre cas :

- Le sol est argilo-limoneux ($h_{cc} = 27\%$, $h_{pf} = 13\%$).
- Profondeurs racinaires retenues : 1500 mm (pommier, olivier) et 1000 mm (vigne)

VII.9.5 Pluie efficace

La pluie efficace correspond à la part des précipitations réellement disponible pour satisfaire les besoins en évapotranspiration des cultures. Dans ce travail, elle est estimée à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0 selon la méthode des pourcentages fixes.

La formule retenue est la suivante :

$$P_{eff} = a \times P_{moy80\%} \quad VII-9$$

Avec :

- a : la fraction des pertes par ruissellement et percolation profonde, généralement comprise entre 0,7 et 0,9. Dans notre cas, nous adoptons $a = 0,8$.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-9: Pluies efficaces calculées par la méthode des pourcentages fixes

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
$P_{moy80\%}$ (mm)	29,68	28,22	47,25	49,51	48,95	41,61	40,00	39,59	37,26	13,47	2,90	10,40
P_{eff} (mm)	23,7	22,6	37,8	39,6	39,2	33,3	32	31,7	29,8	11,6	2,3	8,3

VII.9.6 Calcul des besoins en eau d'irrigation

L'évaluation des besoins en eau d'irrigation repose sur l'établissement du bilan hydrique, exprimé par la relation suivante :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RU) \quad VII-10$$

Avec :

- ETM : évapotranspiration maximale, représentant les besoins totaux de la culture (mm)
- K_c : coefficient cultural propre à l'espèce étudiée
- P_{eff} : pluies efficaces (mm)
- RU : réserve utile du sol (mm)

L'évapotranspiration maximale (ETM) est obtenue en multipliant l'évapotranspiration de référence (ET_o) par le coefficient cultural (K_c). Ensuite, la pluie efficace et la réserve utile du sol sont déduites pour déterminer les besoins nets en irrigation (B_{net}).

Les résultats du calcul sont synthétisés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-10: Besoins en eau du pommier

Mois	Pe _{eff} (mm)	ET _o (mm/mois)	Z (m)	RFU (mm)	Rs (mm)	K _c	ETM (mm)	B _{net} (mm)
Sept	23,7	154,3	1,5	138	0,00	0.70	108,01	84,31
Oct	22,6	121,5	1,5	138	46	0.70	85,05	16,45
Nov	37,8	94,5	1,5	138	69	0.70	66,15	0,00
Déc	39,6	69,7	1,5	138	69	0.70	48,79	0,00
Janv	39,2	66,6	1,5	138	69	0.70	46,62	0,00
Fév	33,3	94,7	1,5	138	69	0.70	66,29	0,00
Mars	32	104,9	1,5	138	69	0.80	83,92	0,00
Avr	31,7	107,2	1,5	138	46	0.85	91,12	13,42
Mai	29,8	176,1	1,5	138	0,00	0.85	149,685	119,885
Juin	11,6	201,8	1,5	138	0,00	0.70	141,26	129,66
Juil	2,3	188,3	1,5	138	0,00	0.70	131,81	129,51
Août	8,3	200,5	1,5	138	0,00	0.70	140,35	132,05

Tableau VII-11: Besoins en eau de la vigne

Mois	Pe _{eff} (mm)	ET _o (mm/mois)	Z (m)	RFU (mm)	Rs (mm)	K _c	ETM (mm)	B _{net} (mm)
Sept	23,7	154,3	1	92	0	0.40	61,72	38,02
Oct	22,6	121,5	1	92	30,6	0.40	48,6	4,6
Nov	37,8	94,5	1	92	46	0.35	33,075	0,00
Déc	39,6	69,7	1	92	46	0.35	24,395	0,00

Janv	39,2	66,6	1	92	46	0.15	9,99	0,00
Fév	33,3	94,7	1	92	46	0.15	14,205	0,00
Mars	32	104,9	1	92	46	0.15	15,735	62,265
Avr	31,7	107,2	1	92	30,6	0.45	48,24	14,06
Mai	29,8	176,1	1	92	0,00	0.60	105,66	75,86
Juin	11,6	201,8	1	92	0,00	0.70	141,26	129,66
Juil	2,3	188,3	1	92	0,00	0.70	131,81	129,51
Août	8,3	200,5	1	92	0,00	0.45	90,225	81,925

Tableau VII-12: Besoins en eau de l'olivier

Mois	Pe _{eff} (mm)	ET _o (mm/mois)	Z (m)	RFU (mm)	Rs (mm)	K _c	ETM (mm)	B _{net} (mm)
Sept	23,7	154,3	1,5	138	0,00	0.75	115,725	92,025
Oct	22,6	121,5	1,5	138	46	0.75	91,125	22,525
Nov	37,8	94,5	1,5	138	69	0.75	70,875	0,00
Déc	39,6	69,7	1,5	138	69	0.65	45,305	0,00
Janv	39,2	66,6	1,5	138	69	0.65	43,29	0,00
Fév	33,3	94,7	1,5	138	69	0.65	61,555	40,745
Mars	32	104,9	1,5	138	69	0.65	68,185	32,815
Avr	31,7	107,2	1,5	138	46	0.65	69,68	8,02
Mai	29,8	176,1	1,5	138	0,00	0.65	114,465	84,665
Juin	11,6	201,8	1,5	138	0,00	0.65	131,17	119,57
Juil	2,3	188,3	1,5	138	0,00	0.75	141,225	158,925
Août	8,3	200,5	1,5	138	0,00	0.75	150,375	142,075

Les besoins en eau varient selon la culture et la saison. Le pommier présente ses plus fortes exigences en été, sous l'effet d'une forte évapotranspiration. La vigne nécessite moins

d'apports, concentrés entre avril et août. L'olivier, quant à lui, a des besoins modérés au printemps mais atteint un pic maximal en été, surtout en juillet et août.

VII.10 Détermination du débit d'irrigation

L'estimation du débit d'irrigation constitue une étape fondamentale pour évaluer la capacité d'une station d'épuration à répondre aux besoins hydriques agricoles. Les besoins en eau sont exprimés en millimètres (mm) et varient en fonction des cultures, des conditions climatiques et de la période de l'année.

Le tableau suivant illustre les besoins nets mensuels pour un assolement de référence comprenant le pommier, la vigne et l'olivier, sur la période de septembre à août :

Tableau VII-13: Besoins nets en eau des cultures (mm)

Mois	Pommier	Vigne	Olivier	Total
Sept	84,31	38,02	92,025	214,355
Oct	16,45	4,6	22,525	43,575
Nov	0,00	0,00	0,00	0
Déc	0,00	0,00	0,00	0
Jan	0,00	0,00	0,00	0
Fév	0,00	0,00	40,745	40,745
Mar	0,00	62,265	32,815	95,08
Avr	13,42	14,06	8,02	35,5
Mai	119,885	75,86	84,665	280,41
Juin	129,66	129,66	119,57	378,89
Juil	129,51	129,51	158,925	397,945
Août	132,05	81,925	142,075	356,05

La dose d'irrigation correspond à la quantité d'eau nécessaire pour compenser le déficit hydrique des cultures. Cette valeur est directement influencée par le système d'irrigation mis en place et son efficacité. Elle peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

$$Q_s = \frac{B_m \times 10 \times 1000}{E \times T \times t \times 3600} \quad \text{VII-11}$$

Avec :

- B_m : besoin mensuel maximum net (mm/mois)
- E : coefficient d'efficacité global du système d'irrigation ($\approx 0,75 \approx 0,75$)
- T : durée journalière d'irrigation (22 h/jour)
- t : nombre de jours d'irrigation dans le mois (30 jours)

Cette équation permet d'estimer la quantité d'eau d'irrigation à fournir durant la période où la demande hydrique des cultures atteint son maximum, exprimée en m³/ha. Dans notre cas d'étude, le mois critique correspond à juillet, avec un besoin net maximal de 158,925mm observé pour la culture la plus exigeante, à savoir l'olivier

$$Q_{sp} = 0,89 \text{ l/s/ha}$$

VII.11 Calcul de la superficie irriguée

La superficie agricole pouvant être alimentée par la station est déterminée à partir de la relation suivante :

$$Q_{sp} = Q_{car} \times S \quad \text{VII-12}$$

Avec :

- Q_{car} : débit caractéristique de la STEP (L/s)
- Q_{sp} : débit spécifique du mois de pointe (L/s/ha)
- S : superficie irriguée (ha)

Le débit spécifique d'irrigation corrigé est évalué à :

$$- \quad Q_{sp} = 0,89 \text{ l/s/ha}$$

Le débit moyen journalier correspondant à l'horizon 2050 est :

$$- \quad Q_{car} = 502,22 \text{ L/s}$$

La superficie pouvant être irriguée est alors déterminée selon la relation :

$$S = \frac{Q_{car}}{Q_{sp}}$$

VII-13

Donc :

$$s = 564 \text{ ha}$$

Ainsi, la STEP dimensionnée permettrait, à l'horizon 2050, de satisfaire les besoins hydriques d'une superficie agricole d'environ 564 ha

Conclusion

Cette étude a permis de relier les caractéristiques des eaux usées traitées par la STEP de Babar aux besoins hydriques des cultures locales. Les résultats indiquent que ces eaux présentent une qualité compatible avec l'irrigation agricole et qu'elles permettent de couvrir une superficie importante, tout en contribuant à la valorisation durable de la ressource en eau et à la protection de l'environnement.

Conclusion générale :

Dans ce mémoire, nous avons traité le projet de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées destinée à la commune de Sidi Aïssa (wilaya de M'sila). L'étude a mis en évidence la nécessité urgente d'implanter une infrastructure de traitement, en raison des rejets domestiques importants, de la dégradation des oueds récepteurs et de la pression croissante sur les ressources hydriques locales.

L'analyse détaillée des caractéristiques du site, des effluents et des procédés disponibles a permis de proposer une filière de traitement adaptée, reposant principalement sur le procédé des boues activées, complété par une étape de désinfection aux rayons ultraviolets. Les résultats obtenus montrent que cette solution technique est en mesure d'améliorer significativement la qualité des rejets, de protéger l'environnement, et de permettre la réutilisation des eaux traitées dans l'agriculture, contribuant ainsi à une gestion durable de l'eau et au soutien des activités économiques locales.

À la lumière de ces conclusions, il est recommandé de mettre en œuvre le projet conformément aux choix de conception proposés, tout en assurant un suivi périodique des performances et une optimisation continue des procédés. Il serait également pertinent de réaliser des études complémentaires afin d'évaluer les retombées à long terme sur l'environnement et sur la sécurité hydrique de la région.

En définitive, ce travail souligne l'importance des technologies modernes dans le traitement et la valorisation des eaux usées, et illustre comment de telles initiatives peuvent constituer des solutions reproductibles pour d'autres zones confrontées aux mêmes défis. Nous espérons que cette étude contribuera à renforcer la résilience environnementale et agricole de Sidi Aïssa, et servira de référence pour de futurs projets visant une gestion durable et intégrée des ressources en eau.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques :

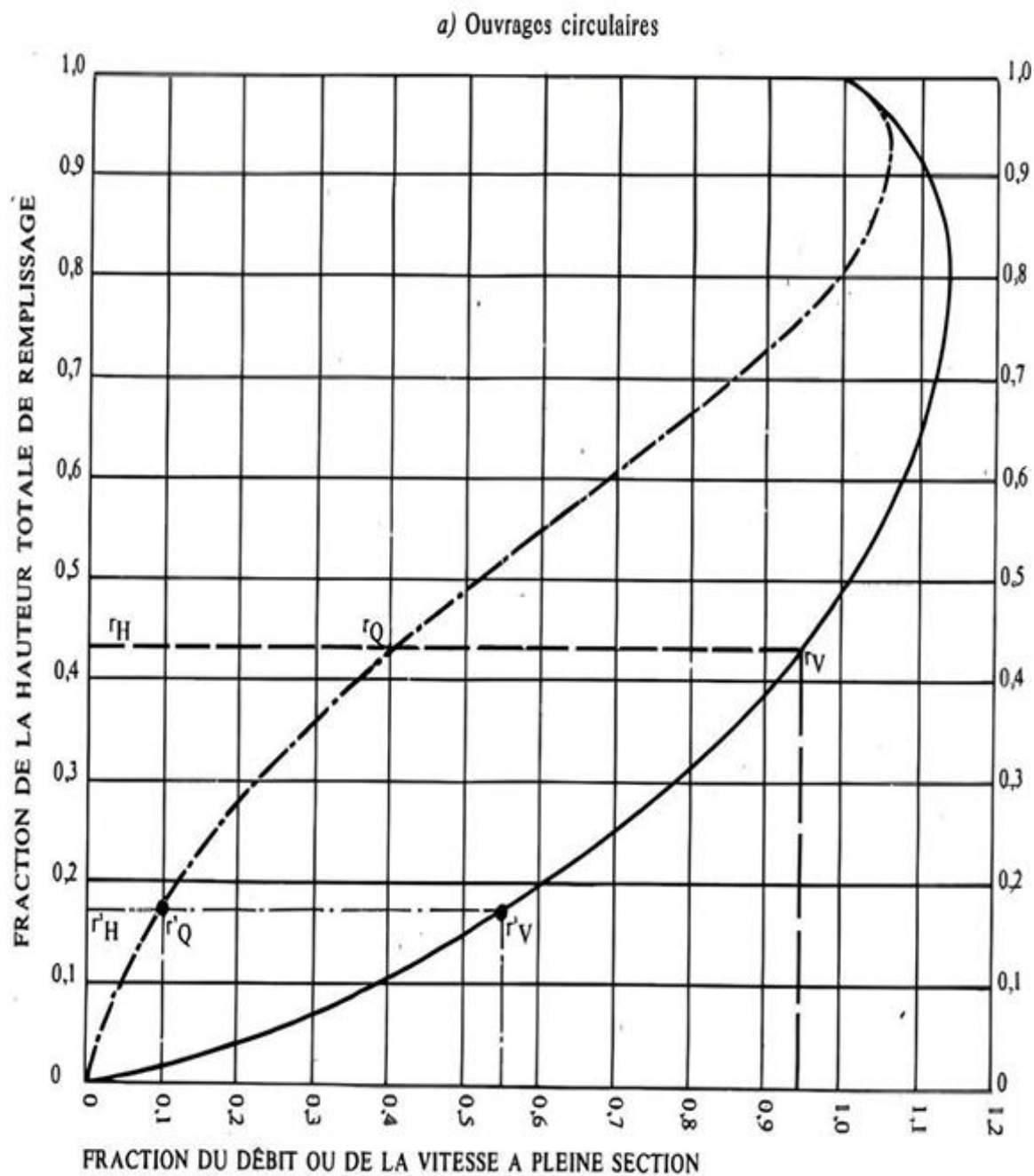
- [1] **Avant-projet détaillé** de la STEP SIDI AISSA.M'SILA, Algérie : Direction des Ressources en Eau de M'SILA ; 2015. p. 13-14, 17, 19,21.
- [2] *Réutilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation des cultures, l'arrosage des espaces verts par aspersion et le lavage des voiries*. Rapport d'expertise collective. Agence nationale de sécurité sanitaire de l'alimentation, de l'environnement et du travail (ANSES), 2009.
- [3] **U.S. Environmental Protection Agency (EPA)**. *Pretreatment Standards and Requirements — Categorical Pretreatment Standards*. National Prétraitement Program. 40 CFR Parts 405–471. Washington, D.C.
- [4] **Environmental Protection Agency (EPA)**. *Factsheets on Water Quality Parameters*. EPA, décembre 2024. Disponible sur le site de l'EPA.
- [5] **Pumping stations in sewage collection systems.**” *Pumping station*, Wikipedia. Consulté en 2025
- [6] **Définition de la pollution et norme de rejet. Office International de l'Eau** 61 p. ISBN 92-8941
- [7] **Journal Officiel de la République Algérienne**. (2012). *Décret exécutif n° 12-141 du 10 avril 2012 fixant les règles techniques relatives aux stations de relevage et d'épuration des eaux usées*. JORADP n°41, Juillet 2012
- [8] **REJSEK, F. Analyse des eaux : Aspect réglementaire et technique**. Bordeaux : centre régionale
- [10] **Hatem Dhaouadi, 2008, Traitement des eaux usées urbaines : les procédés Biologiques**
- [11] **Metcalf & Eddy, Inc. (2014). Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery** (5^e éd.). McGraw-Hill Education
- [12] **Bourbon, B., Lapalus, G., Le Daheron, V., Louvet, C., Marais, J., & Pages, M. (2014-2015)**. Les traitements tertiaires Pour quoi faire ? Rapport bibliographique.
- [13] **Cerra, I., Desagnat, M. et Dubart, R. (2014)**. *Traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités*. Université de Montpellier, rapport de projet.
- [14] **SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B. Guide technique de l'assainissement**. Paris : Moniteur, 1999. SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B. Guide technique de l'assainissement. Paris : Moniteur, 1999.
- [15] **Winkler, S. (2011). Sludge Treatment and Disposal**. London : IWA Publishing

- **[16] LENNTECH (2018).** *Désinfection par rayons ultraviolets*. Thesis. [En ligne]. Consulté le 15 juin 2024.
- **[17] Degremont, S. (2005).** *Mémento technique de l'eau*. Paris/ Lavoisier, Techniques et documentation. ISBN 9782743007171, pp. 1854-1879.
- **[18] Organisation Mondiale de la Santé (OMS). (2006).** *Directives pour l'utilisation sans risque des eaux usées, des excréta et des eaux ménagères. Volume II : Utilisation des eaux usées en agriculture*. Genève : OMS
- **[19] Metcalf & Eddy, Inc. (2014).** *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. 5th Edition. McGraw-Hill Education.
- **[20] Zanetti, F., De Girolamo, A., Santarelli, C., & Boccia, A. (2005).** *Water reuse program in the Abruzzo region*. In C. A. Brebbia, V. Popov, & H. Power (Eds.), *Water Resources Management III*

ANNEXES

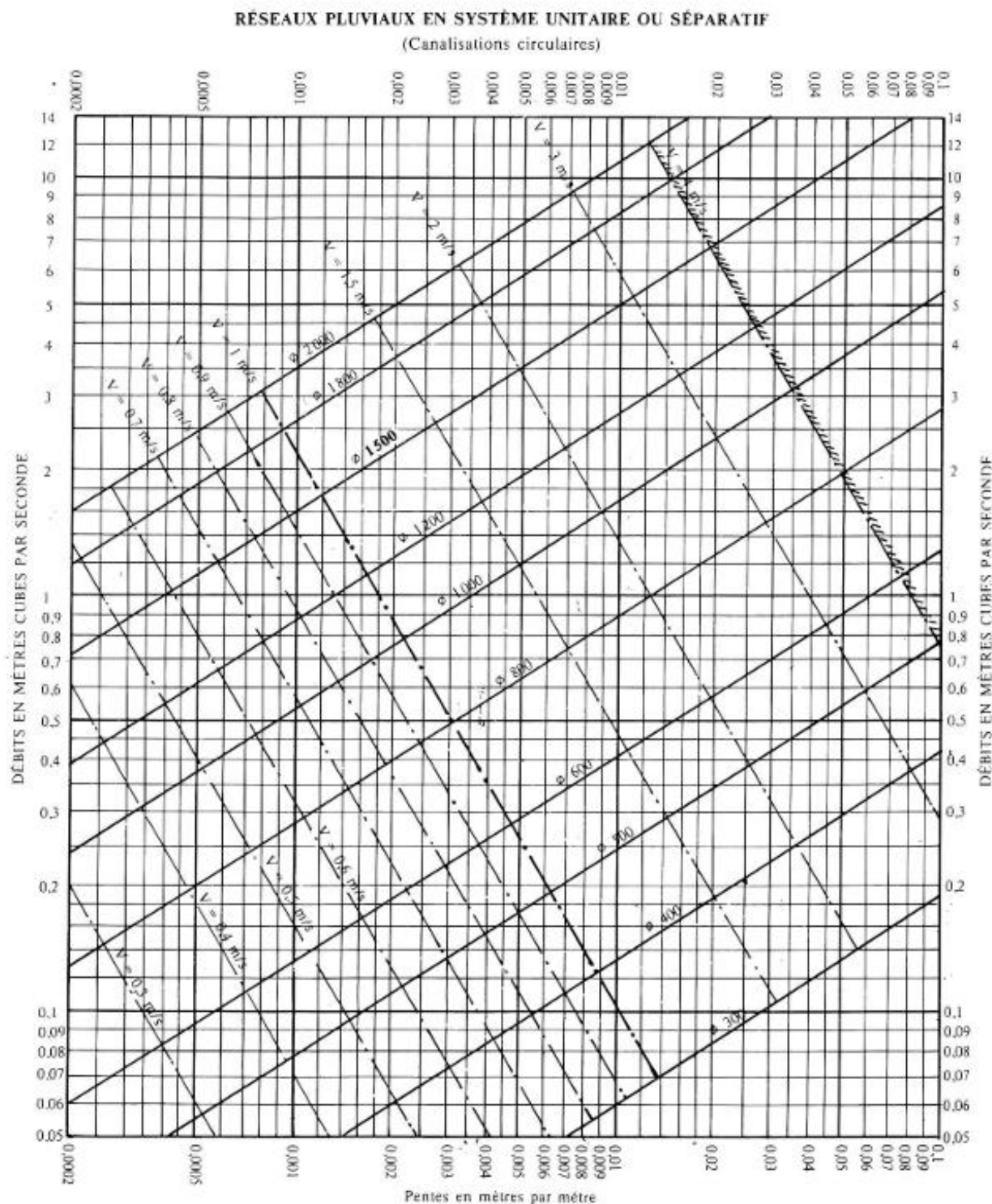
Annexe 01

Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)



Annexe 02

Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire
(KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)



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.