



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de babar
(W. KHENCHELA) et réutilisation des eaux épurées dans
Le domaine agricole.**

Présenté par :
HIMEUR Rami

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
Mme. BETATACHE Hayat	M.C.B	Examinatrice
Mme. LEULMI MEDJDOUB Sonia	M.C.B	Examinatrice
Mr. KOLIAI Djaffar	M.A.A	Examineur
Mme. TAFAT Leila	M.A.A	Promotrice

Session : septembre 2024

Remerciement

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à mon professeur encadrant, Madame **TAFAT Leila**, pour sa patience, sa disponibilité, et surtout ses précieux conseils, qui ont nourri et enrichi ma réflexion.

Mesdames **BETATACHE Hayat**, **LEULMI MEDJDOUB Sonia** et **HOULI Samia** méritent également toute ma gratitude pour les conseils avisés qu'elles m'ont prodigués tout au long de ce projet, ainsi que pour leur bienveillance et leur soutien.

Je remercie chaleureusement Mesdames et Messieurs les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et pour le temps qu'ils ont consacré à l'examen de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à l'ensemble des enseignants de l'ENSH, qui ont contribué de manière significative à ma formation.

Un remerciement particulier est adressé à toutes les personnes qui m'ont apporté des informations et des conseils précieux, notamment Messieurs **Ounnes Rachid** et **Zouaoui Abdeslem**.

Je remercie également mes amis **Latreche fella**, **MELIANI Amina**, **Sahraoui Moustefa**, **mordjane Wassim**, **ABBOUD Rami**, **soualhi abdennasser**, **khiter Sofiane**, ainsi que tous ceux dont je n'ai pu mentionner le nom ici, faute de place.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral. Que ces quelques lignes soient l'expression de mes remerciements les plus sincères.

RAMI

Dédicace

À mes chers parents, pour leurs innombrables sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

À mes chères sœurs, **Souha** et **Mouna**, pour leur encouragement constant et leur précieux soutien moral.

À mon cher frère, **Amine**, pour son appui et son encouragement sans faille.

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

À toutes les personnes qui m'ont aidé ou soutenu, que ce travail soit l'accomplissement de vos souhaits les plus chers et le fruit de votre indéfectible soutien.

Merci d'avoir toujours été là pour moi.

RAMI

ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي لبلدية بابار لمعالجة تلوث وادي العرب ومعالجة نقص المياه في المنطقة. تشمل الطريقة المتبعة تحليلاً معمقاً لخصائص المياه الملوثة وتطبيق تقنية الحمأة المنشطة بالإضافة إلى التعقيم بالأشعة فوق البنفسجية. تظهر النتائج أن هذه الطريقة تحسن جودة المياه، وتحمي البيئة، وتسمح بإعادة استخدام المياه المعالجة في الزراعة، مما يقلل من الضغط على موارد المياه.

الكلمات المفتاحية : محطة معالجة مياه الصرف الصحي, تلوث وادي العرب, تقنية الحمأة المنشطة, إعادة استخدام المياه المعالجة.

Résume :

L'objectif de cette étude est de concevoir une station d'épuration des eaux usées pour la commune de Babar afin de traiter la pollution de l'oued El Arab et de remédier à la pénurie d'eau dans la région. La méthode adoptée comprend une analyse approfondie des caractéristiques des eaux polluées et l'application des boues activées ainsi que de la désinfection par UV comme technique de traitement. Les résultats montrent que cette approche améliore la qualité de l'eau, protège l'environnement, et permet la réutilisation des eaux traitées pour l'agriculture, réduisant ainsi la pression sur les ressources en eau.

Les mots-clés : Station d'épuration des eaux usées, Pollution de l'oued El Arab, Des boues activées, Réutilisation des eaux traitées.

Abstract:

The aim of this study is to design a wastewater treatment plant for the commune of Babar, in order to treat the pollution of the Oued El Arab and remedy the water shortage in the region. The method adopted includes a thorough analysis of the characteristics of the polluted water and the application of activated sludge and UV disinfection as treatment techniques. Results show that this approach improves water quality, protects the environment, and enables treated water to be reused for agriculture, thus reducing pressure on water resources.

Keywords : Wastewater treatment plant, The pollution of the Oued El Arab, Activated sludge, enables treated water.

Liste des abréviations

Français	Anglais	Signification
ANRH		Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.
CF	FC	Coliformes Fécaux
COT	TOC	Carbone Organique Total
CT	TC	Coliformes Totaux
DBO5	BOD5	Demande Biologique en Oxygène sur 5 jours
DCO	COD	Demande Chimique en Oxygène
DRE		Direction des Ressources en Eaux
DN	ND	Diamètre Nominal
E Coli		Escherichia Coli
EH		Equivalent Habitant
ERU		Eaux Résiduaires Urbaines
GUT	TUA	Groupement Urbain de Tlemcen
MES	TSS	Matières En Suspension
MM		Matière Minérale
MMe		Matières Minérales éliminées.
MMr		Matières Minérales restantes.
MMS	SMM	Matières Minérales en Suspension
MO		Matières Organiques
MVS		Matières Volatiles en Suspension
NGL	TN	Azote GLobal
NH ₄ ⁺		Ion ammonium
NTK	TKN	Azote Total Kjeldahl
NO ₂ ⁻		Ion nitrite
NO ₃ ⁻		Ion nitrate
ONA		Office National de l'Assainissement
ONID		Office National de l'Irrigation et du Drainage
P		Phosphore

ONS		Office National des Statistiques
PEHD		Polyéthylène Haute Densité
pH	HP	potentielle d'Hydrogène
PO43-		Ion phosphates
REUE	RTW	Réutilisation des Eaux Usées Epurées
STEP	WWTP	STation d'EPuration
SDEM	SDP	Station de Dessalement des Eaux de Mer
PT	TP	Phosphore Total
UTN	NTU	Unité de Turbidité Néphélométrique
UV		Radiations Ultraviolet

Liste des Symboles

Symbole	Signification
a_m	Coefficient de rendement cellulaire
a'	Fraction de pollution transformée.
b	fraction de la masse cellulaire éliminée par jour
b'	Coefficient cinétique de respiration endogène.
Ab	Age des boues
Q	débit
D	Diamètre
C°	degré Celsius
IM / Ib	Indice de Mohlman
T	Température
T_s	Temps de séjour
R	Taux de recirculation
C_p	Coefficient de pointe
C_m	Charge massique
C_v	Charge volumique
CE	Conductivité électrique
V	Volume
H	Hauteur
q	Besoin en oxygène
S	Surface
SAR	Sodium Adsorption Ratio
ΔX	Quantité de boue

Sommaire :

Chapitre I :	2
I.1 Introduction :	3
I.2 Situation géographique de la commune de Babar :	3
I.3 Situation topographique :	4
I.4 Situation géologique :	4
I.5 Hydrogéologie :	5
I.6 Sismicité :	6
I.7 Situation Climatique :	6
I.7.1 Les précipitations :	7
I.7.2 Températures :	7
I.7.3 Le vent :	8
I.7.4 L'évaporation :	9
I.7.5 Humidité :	9
I.8 Situation hydraulique :	10
I.8.1 Alimentation en Eau Potable :	10
I.8.2 Assainissement :	10
I.9 Etude démographique de la région	10
I.10 Pollution existante dans la région d'étude :	11
I.11 Choix de site de la station d'épuration :	12
I.12 Conclusion :	12
Chapitre II :	13
II.1 Introduction :	14
II.2 Origine des eaux usées :	14
II.2.1 Les eaux usées domestique :	14
II.2.2 Les eaux usées industriels :	14
II.2.3 Les eaux de ruissellement dans les zones agricoles :	14
II.3 Les différents types de pollution :	15
II.3.1 Pollution organique :	15
II.3.2 Pollution minérale :	15
II.3.3 Pollution microbiologique :	15
II.4 Composition des eaux usées urbaines :	15
II.5 Conséquences de la pollution :	16
II.5.1 La santé publique :	16
II.5.2 Environnement :	16

II.5.3	Économique :	16
II.5.4	Agricoles :	17
II.6	Norme de rejet :	17
II.6.1	Normes internationales :	17
II.6.2	Norme de rejet en Algérie :	18
II.7	Conclusion :	18
Chapitre III :		19
III.1	Introduction.....	20
III.2	Traitement Classique	20
III.2.1	Prétraitement :	20
III.2.2	Traitement physico-chimique (traitement primaire) :	23
III.2.3	Traitement secondaire :	26
III.2.4	Traitement tertiaire :	27
III.3	Le traitement des boues :	29
III.3.1	Épaississement des boues :	30
III.3.2	Stabilisation et hygiénisation :	30
III.3.3	Déshydratation :	30
III.4	Incinération des boues :	31
III.4.1	Mise en décharge :	32
III.4.2	Valorisation agricole :	32
III.4.3	Incinération :	32
III.5	Conclusion	32
Chapitre IV :		33
IV.1	Introduction :	34
IV.2	Calculs de base pour le dimensionnement :	34
IV.2.1	L'Estimation des besoins :	34
IV.2.2	L'Evaluation des charges polluantes :	38
IV.3	Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :	40
IV.3.1	Prétraitements :	40
IV.3.2	Le traitement secondaire :	48
IV.3.3	Le traitement tertiaire :	67
IV.3.4	Traitement des boues :	72
IV.4	Conclusion :	82
Chapitre V :		83
V.1	Introduction :	84
V.2	Déversoir d'orage :	84
V.2.1	Type des déversoirs :	84

V.2.2	Dimensionnement des diamètres des collecteurs :	84
V.2.3	Dimensionnement du déversoir d'orage :	86
V.3	Profil hydraulique :	86
V.3.1	Calcul des Longueurs et les diamètres des conduites reliant les ouvrages :.....	86
V.3.2	Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages :.....	89
V.4	Conclusion :	92
: Chapitre VI	93
VI.1	Introduction :	94
VI.2	Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE) :.....	94
VI.3	Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées (REUE) :	94
VI.3.1	La REUE urbaine :.....	94
VI.3.2	La REUE industrielle :.....	94
VI.3.3	La recharge de nappe :.....	95
VI.3.4	La REUE agricole :.....	95
VI.4	Ressources en sol :.....	95
VI.5	Etude de la qualité de l'eau d'irrigation	96
VI.6	Classification des eaux d'irrigation :	96
VI.6.1	La concentration totale des sels solubles :.....	96
VI.6.2	Le SAR (Sodium Absorption Ration) :	97
VI.7	Calcul de la pluie de projet :	98
VI.7.1	Répartition de la pluie moyenne annuelle :	98
VI.7.2	Test de d'homogénéisation de Mood :.....	99
VI.7.3	Ajustement des pluies annuelles :	100
VI.7.4	Test de validité d'un ajustement :.....	101
VI.7.5	Classification du climat :	101
VI.7.6	Détermination de l'année de calcul :	102
VI.8	Besoin en eau de culture :.....	103
VI.8.1	Détermination de l'évapotranspiration (ETP) :	103
VI.8.2	L'évapotranspiration maximale (ETM) :	104
VI.8.3	Le coefficient culturaux Kc :	104
VI.8.4	La réserve facilement utilisable (RFU) :	105
VI.8.5	Calcul de la pluie efficace :	105
VI.8.6	Calcul des besoins en eau d'irrigation :.....	106
VI.9	Le calcul de débit d'irrigation :	108
VI.10	Le Calcul de la superficie à irriguer :	109
VI.11	Conclusion	109
Chapitre VII	110

VII.1 Introduction :	111
VII.2 Installation d'un chantier :	111
VII.2.1 Définition d'un chantier :	111
VII.2.2 Rôle de l'installation de chantier :	111
VII.2.3 Moyens des travaux de chantier :	112
VII.3 Devis quantitatif et estimatif :	112
VII.3.1 Le coût des projets :	112
VII.3.2 Calcule le Coût d'investissement :	113
VII.3.3 Calcule le Coût de fonctionnement :	118
VII.4 Calcul du prix du m ³ d'eau traitée :	120
VII.4.1 Le coût d'amortissement annuel :	120
VII.4.2 Coût annuel de la station :	121
VII.4.3 Calcul du prix du m ³ d'eau épurée :	121
VII.5 Conclusion	121

Liste des tableaux :

Tableau I.6 : Population future de la zone d'étude	11
Tableau I.7 : les analyses des eaux usées arrivent au future STEP	11
Tableau II.1 : Tableau représentant la composition des eaux usées urbaines	15
Tableau II.2 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur.....	17
Tableau II.3 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur.....	18
Tableau IV.1 : Estimation du débit moyen des eaux usées aux différents horizons d'études	35
Tableau IV.2 : Estimation du débit moyen des équipements	35
Tableau IV.3 : Estimation du débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études	37
Tableau IV.4 : Estimation du débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études	38
Tableau IV.5 : Présentation des analyses des eaux usées arrive au future STEP	38
Tableau IV.6 : Quantité des charges polluantes	39
Tableau IV.7 : Les valeurs de δ	42
Tableau IV.8 : dimensionnement de dégrillage grossier et fin	43
Tableau IV.9 : Les résultats de dimensionnement d'un dessableur-déshuilleur	47
Tableau IV.10 : Les résultats de Les charges polluantes (DBO5).....	49
Tableau IV.11 : Les résultats d'élimination biologique du phosphore.....	50
Tableau IV.12 : Les résultats d'élimination chimique du phosphore	53
Tableau IV.13 : Les résultats d'élimination de nitrate.....	54
Tableau IV.14 : Les résultats de dimensionnement de répartition du Bassin biologique	60
Tableau IV.15 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'.....	62
Tableau IV.16 : Les résultats de dimensionnement de Système d'aération	64
Tableau IV.17 : Les résultats de dimensionnement de Clarificateur	65
Tableau IV.18 : Les charges à la sortie de Traitement secondaire	66
Tableau IV.19 : Les concentrations à la sortie de Traitement secondaire	67
Tableau IV.20 : Les résultats de dimensionnement de Filtre à sable rapide	69
Tableau IV.21 : Les résultats de Calcul de désinfection par ultra-violet.....	72
Tableau IV.22 : Les valeurs moyennes des paramètres am et b	73
Tableau IV.23 : Les résultats de calcul des boues dans le bassin biologique.....	75
Tableau IV.25 : Les résultats de dimensionnement d'épaississeur	78
Tableau IV.26 : Les résultats de Calcul de Stabilisation aérobie	79
Tableau IV.27 : Les résultats de Calcul de lit de séchage	81
Tableau IV.28 : Les résultats de dimensionnement de Aire de stockage	82

Tableau V.1 : Les résultats des calculs des longueurs et des diamètres des conduites reliant les ouvrages	88
Tableau V.2 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP	91
Tableau VI.1 : les caractéristiques hydrodynamiques des sols argilo-limoneux	95
Tableau VI.2 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation	96
Tableau VI.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique [19]	97
Tableau VI.4 : Risque d'alcalinisation en fonction du SAR [19]	97
Tableau VI.5 : Précipitations moyennes mensuelles couvrant la période de 1988 à 2022	98
Tableau VI.6 : Test de la médiane de la série pluviométrique	100
Tableau VI.7 : Test de validité d'ajustement	101
Tableau VI.8 : Résultat de l'ajustement	102
Tableau VI.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)	103
Tableau VI.10 : Evapotranspiration de référence ET0	104
Tableau VI.11 : Calcul des pluies efficaces	106
Tableau VI.12 : Calcul des besoins en eau pour le pommier	106
Tableau VI.13 : Calcul des besoins en eau pour la vigne	107
Tableau VI.14 : Calcul des besoins en eau pour l'Olivier	107
Tableau VI.15 : Récapitulatif des besoins nets (mm)	108
Tableau VI.16 : les résultats du Calcul de la superficie à irriguer	109
Tableau VII.1 : Les résultats du calcul du volume de béton armé pour chaque ouvrage	116
Tableau VII.2 : Le devis quantitatif et estimatif de coût d'investissement	118
Tableau VII.3 : Le devis quantitatif et estimatif de coût de fonctionnement	120
Tableau VII.4 : Les résultats du calcul du coût par m ³ d'eau traitée	121

Liste des figures :

Figure I.1 : Plan représentant la localisation de La commune de Babar dans la wilaya de kenchela3
Figure I.2 : Altimétrie de la wilaya de Khenchela4
Figure I.3 : La géologique de la zone étudiée5
Figure I.4 : Le réseau hydrographique d'oued El Arab6
Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie –Rpa99/ Apres Addenda6
Figure I.6 : Moyennes mensuelle des précipitations (mm) sur une période (2002-2023)7
Figure I.7 : Les mesures des températures moyennes sur une période de 10ans (2011-2021)8
Figure I.8 : Moyenne mensuelles de la Vitesse du vent (1990 à 2021)8
Figure I.9 : Répartition Moyennes mensuelle d'évaporation (2002à 2023)9
Figure I.10 : Répartition Moyennes mensuelle d'humidité9
Figure I.11 : Le site de la STEP sur google earth12
Figure III.1 : Schéma résumant le prétraitement23
Figure III.2 : schéma d'un Décanteur statique sans raclage utilisé pour l'épuration des eaux usées24
Figure III.3 : schéma d'un Décanteurs circulaires utilisé pour l'épuration des eaux usées25
Figure III.4 : schéma d'un Décanteurs lamellaire utilisé pour l'épuration des eaux usées25
Figure III.5 : Schéma d'un procédé a boues activées26
Figure III.6 : Schéma d'un procédé a Lit bactérien27
Figure III.7 : Schéma d'un procédé a Disque biologique27
Figure III.8 : Schéma représenté la technique d'élimination de nitrates dans le cas où la DBO5 est trop faible28
Figure III.9 : Schéma de fonctionnement d'un épaisseur30
Figure III.10 : Coupe d'un lit planté de macrophytes31
Figure III.11 : Déshydratation par sous pression31
Figure VI.1 : Ajustement des pluies annuelles aux loi de Gauss101
Figure VI.2 : Diagramme ombrothermique de la zone d'étude102
Figure VII.1 : Les prix approximatifs des équipements pour la (STEP)117

Liste des Planches :

Planche 1 : Vue en plan de la STEP de Babar W. KHENCHELA

Planche 2 : Profil hydraulique de la STEP de Babar W. KHENCHELA

Planche 3 : Plan d'épaississeur

Planche 4 : Plan de clarificateur

Planche 5 : Plan de lits de séchage

Introduction générale :

L'eau est une ressource précieuse soumise à divers types de pollution et de dégradation, ce qui impacte directement les écosystèmes et la santé humaine. Les sources de contamination de l'eau proviennent des secteurs industriel, domestique et agricole, et l'eau, qu'elle soit potable ou destinée à d'autres usages comme l'agriculture ou l'industrie, a toujours été un sujet central de recherche scientifique. Le défi environnemental lié au traitement des eaux usées est devenu une préoccupation mondiale, entraînant le développement de méthodes pour améliorer la qualité des eaux rejetées dans les milieux naturels.

En Algérie, la pénurie des ressources en eau s'accroît en raison de la sécheresse et de la pollution urbaine, industrielle et agricole, rendant le traitement des eaux usées indispensable pour atténuer ses effets néfastes. Parmi les méthodes de traitement, les stations d'épuration par boues activées sont couramment utilisées pour protéger l'environnement et fournir une source d'eau dans les régions en pénurie sévère. Ces eaux traitées sont également utilisées pour l'irrigation, les usages industriels, et parfois comme source d'eau potable.

La commune de Babar est une zone agricole importante, mais elle souffre d'un manque d'eau significatif, affectant les activités agricoles. L'oued El Arab, une source d'eau clé pour la région, est contaminé par les eaux usées. En réponse à ce problème environnemental et économique, cette mémoire propose la conception d'une station d'épuration des eaux usées pour Babar. Ce projet vise à protéger l'oued El Arab de la pollution, améliorer sa qualité environnementale, et réutiliser les eaux traitées pour l'agriculture, renforçant ainsi la durabilité agricole et réduisant la pression sur les ressources en eau.

Ce travail est structuré en Sept chapitres, chacun étant lié aux autres de manière séquentielle. Les résultats principaux et les recommandations seront présentés dans la conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation de la zone
d'étude

I.1 Introduction :

Ce chapitre examinera la position spatiale de la zone d'étude ainsi que ses divers attributs, notamment les caractéristiques géographiques, les éléments topographiques, la composition géologique, les conditions climatiques, les modèles hydrologiques et les profils démographiques urbains.

L'objectif est de saisir et de décrire de manière exhaustive les informations nécessaires au dimensionnement final.

I.2 Situation géographique de la commune de Babar :

La commune de Babar se situe dans la wilaya de Khenchela, en Algérie. Elle est localisée dans la partie nord-est du pays, dans les Hauts Plateaux de l'Est algérien. S'étend sur les piémonts sahariens des Némentcha, utilisés traditionnellement comme pâturage dans la transhumance des tribus Némentchas. Plus précisément, Babar se trouve à environ 45 kilomètres au sud-ouest de la ville de Khenchela, chef-lieu de la wilaya. Elle couvre une superficie totale de 4,037km².

La commune est limitée :

- Au Nord, par la commune de Ensigna
- A l'Est, par la commune de El Mahmal et la commune de Stah Guentis (Wilaya de Tébessa)
- A l'Ouest, par les communes de Khirane, Chechar, Djellal et la commune de Zerib et El Oued (Wilaya de Biskra)
- Au sud, par la commune de Magrane (Wilaya d'El Oued)

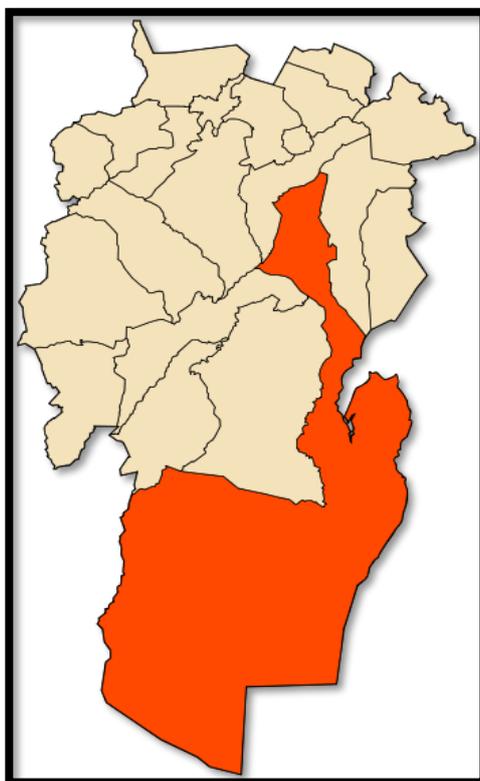


Figure I.1 : Plan représentant la localisation de La commune de Babar dans la wilaya de khenchela [1]

I.3 Situation topographique :

Ce qui indique que le point le plus bas de la ville de Babar est à une altitude de 80 mètres et le point le plus élevé à une altitude de 1387 mètres. Il existe cinq types de pentes :

- De 0 à 8 % dans les zones Est et Sud.
- De 8 à 13 % au pied des montagnes.
- De 13 à 32 % dans les forêts.
- De 23 % aux sommets des montagnes.

La pente moyenne est d'environ 16 %.

La ville de Babar a pour coordonnées géographiques :

Latitude : 35,1657395N

Longitude : 7,1063358E

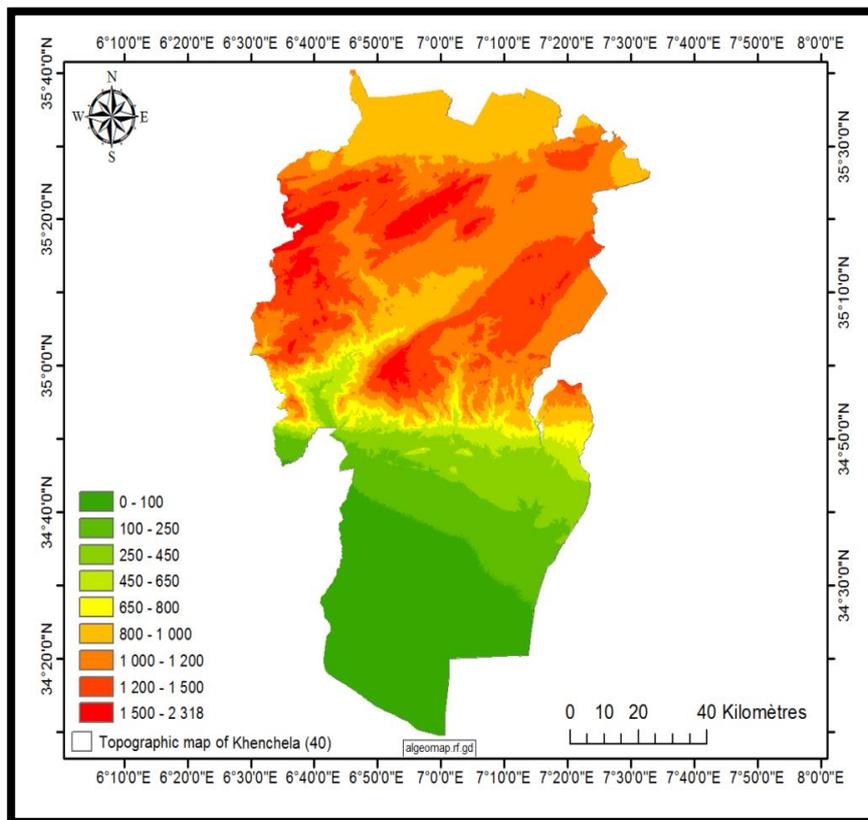


Figure I.2 : Altimétrie de la wilaya de Khenchela [1]

I.4 Situation géologique :

La zone étudiée présente un large éventail de structures géologiques, caractérisées par la prévalence du Crétacé supérieur II, qui se distingue par une base solide de calcaires blancs compacts et de grès beige sableux. En revanche, la période quaternaire constitue la couche supérieure, bien qu'avec une profondeur limitée.

Les formations actuelles sont constituées d'accumulations de sédiments et de galets, témoignant de

mécanismes d'érosion importants et de leur dépôt dans les vallées et les cours d'eau.

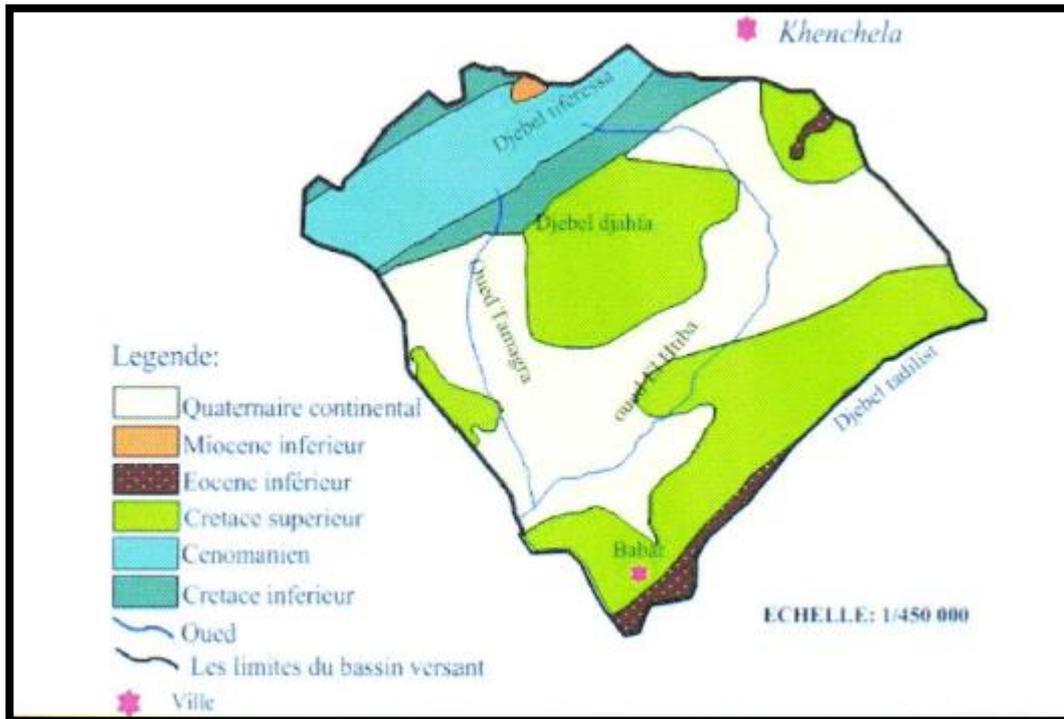


Figure I.3 : La géologie de la zone étudiée [1]

I.5 Hydrogéologie :

La zone d'étude est située dans le bassin versant du Chott Melghir, couvrant la région médiane et sud de la wilaya. Elle inclut les massifs des Aurès et des monts des Nemenchas, ainsi que les vallées des oueds El Arab et Mellagou, et les plaines steppiques du sud. Notre emplacement est délimité au sud par l'Oued El Htiba et à l'ouest par l'Oued Tamagra. L'Oued El Arab, alimenté par plusieurs oueds, marque la limite orientale du massif des Nemenchas. Son écoulement permanent justifie la construction du barrage de Babar et irrigue des oasis après sa sortie du massif, avec des crues exceptionnelles et un module annuel dépendant des débits extrêmes.

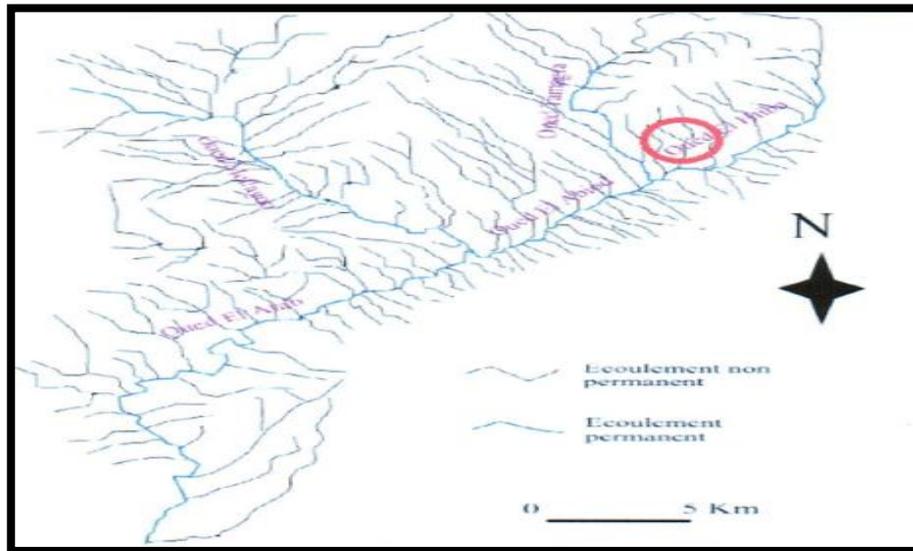


Figure I.4 : Le réseau hydrographique d'oued El Arab [1]

I.6 Sismicité :

Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

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

La carte de zonage sismique de l'Algérie (Figure I. 5) montre que notre zone d'étude est située dans une zone I. Elle a une sismicité faible.

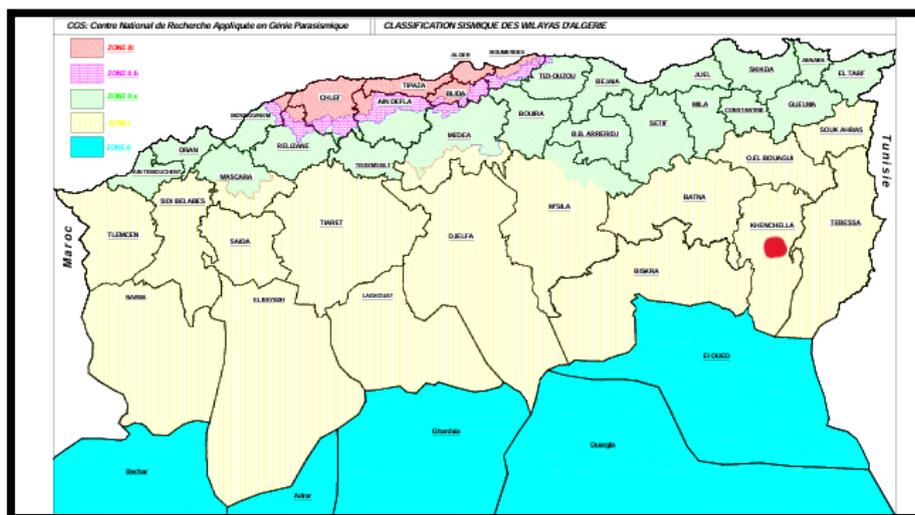


Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie –Rpa99/ Apres Addenda [1]

I.7 Situation Climatique :

À Khenchela, les étés sont courts, très chaud et dégagé dans l'ensemble ; les hivers sont longs, très

froid et partiellement nuageux ; et le climat est sec tout au long de l'année.

- Données fournies par la station météorologique : **604760**
 - Latitude : **35.46**
 - Longitude : **7.15**
 - Altitude : **987**

I.7.1 Les précipitations :

Dans les systèmes d'assainissement unitaire, les eaux pluviales influent sur les processus de purification en raison de l'accroissement du débit atteignant la station d'épuration (STEP) et de l'augmentation des quantités de sable transportées jusqu'à cette dernière.

Sont répertoriées dans le graphe ci-dessous :

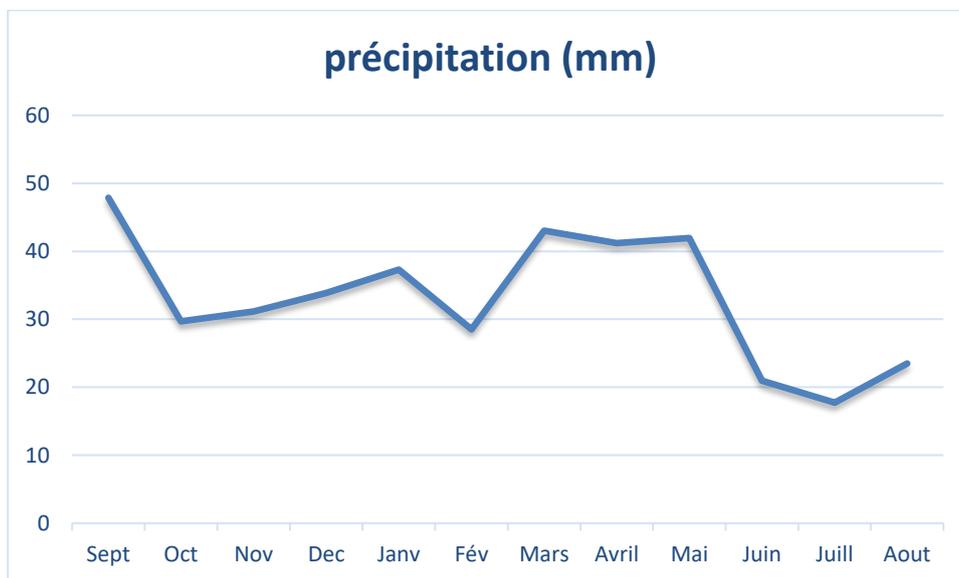


Figure I.6 : Moyennes mensuelle des précipitations (mm) sur une période (2002-2023) [1]

Khenchela présente des variations saisonnières modérées en termes de précipitations mensuelles. Les chutes de pluie tout au long de l'année à Khenchela montrent que le mois le plus pluvieux est septembre, avec une moyenne de 47.87 millimètres, tandis que le mois le moins pluvieux est juillet, avec une moyenne de 17.73 millimètres.

I.7.2 Températures :

La température joue un rôle essentiel dans le fonctionnement optimal de la STEP. Les températures basses ralentissent le métabolisme des micro-organismes, tandis que des températures de l'air dépassant les 35°C peuvent entraîner des problèmes.

Sont répertoriées dans le graphe ci-dessous :

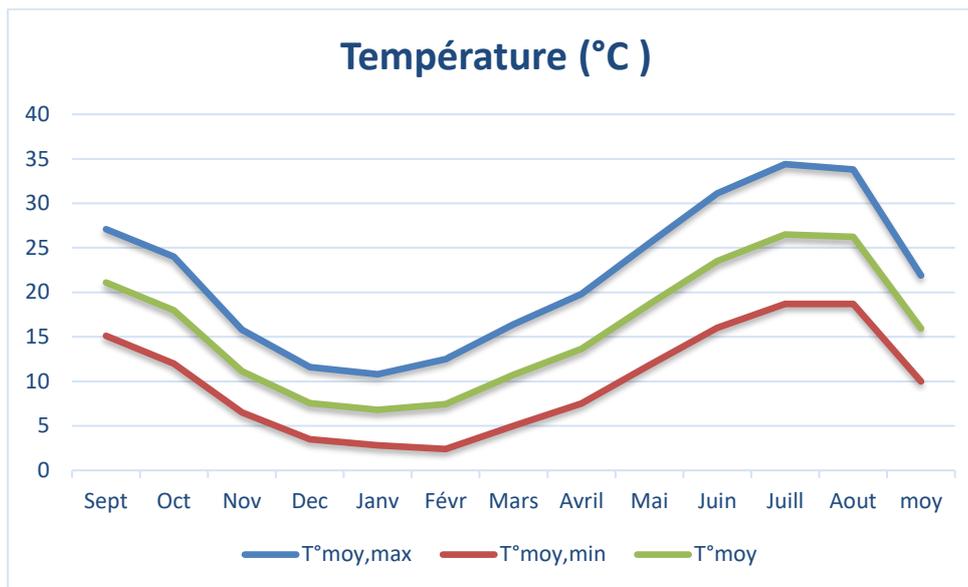


Figure I.7 : Les mesures des températures moyennes sur une période de 10ans (2011-2021) [1]

Selon le graphe I.7, les valeurs moyennes les plus basses sont observées en janvier (6.8°C) et les plus élevées sont observées en juillet (26.5°C).

I.7.3 Le vent :

Le vent exerce une influence notable en stimulant l'aération, mais il peut également être à l'origine d'odeurs désagréables et d'érosion. Ainsi, il est crucial de tenir compte de la direction et de la force du vent lors de la conception des dispositifs de protection de la station.

Sont répertoriées dans le graphe ci-dessous :



Figure I.8 : Moyenne mensuelles de la Vitesse du vent (1990 à 2021) [1]

La période de vent la plus forte s'étend de février à avril avec des vitesses allant de 4 m/s à 4,5 m/s et la période la plus calme s'étend de mai à décembre avec des vents faibles.

I.7.4 L'évaporation :

L'évaporation est d'une importance cruciale et est intimement liée à la profondeur des bassins de décantation. Lorsque l'évaporation est élevée, cela se traduit par une augmentation de la concentration des substances dissoutes, ce qui peut entraîner des conséquences néfastes sur le processus d'épuration.

Sont répertoriées dans le graphe ci-dessous :

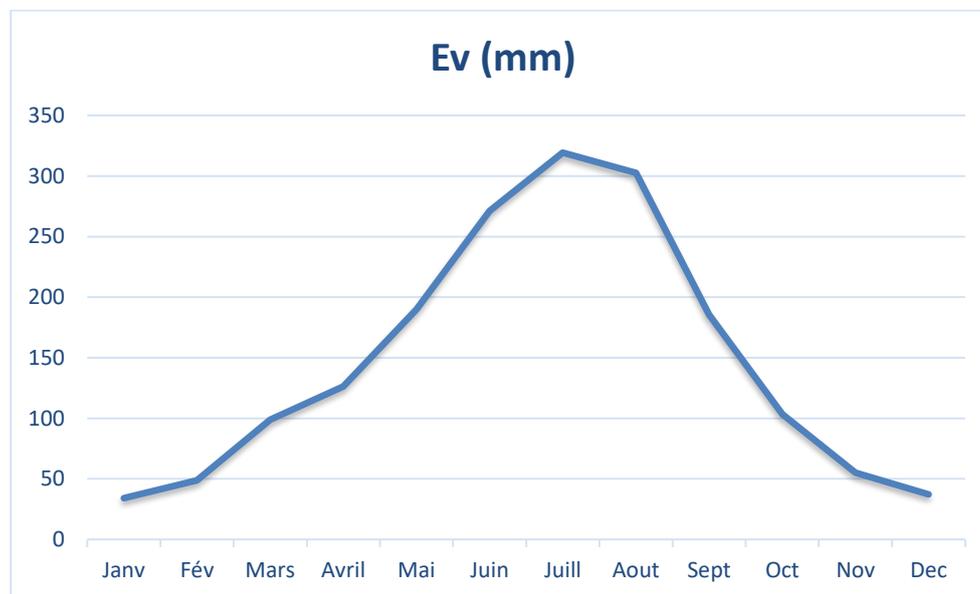


Figure I.9 : Répartition Moyennes mensuelle d'évaporation (2002à 2023) [1]

D'après le graphe la valeur moyenne de l'évaporation est de 148 mm, Les valeurs les plus basses sont observées en janvier (34.10 mm) et les plus élevées sont observées en juillet (319.30 mm).

I.7.5 Humidité :

Sont répertoriées dans le graphe ci-dessous :

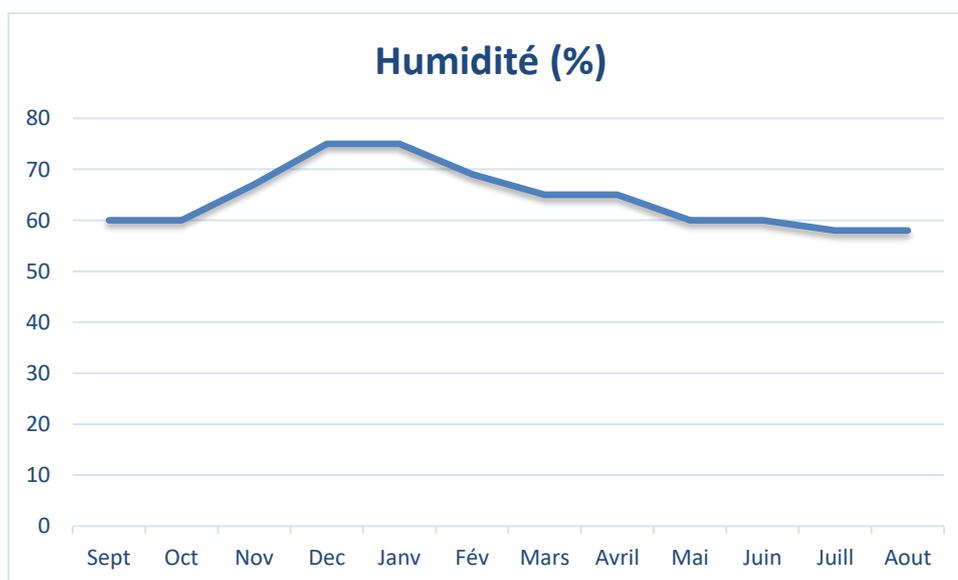


Figure I.10 : Répartition Moyennes mensuelle d'humidité [1]

I.8 Situation hydraulique :

La gestion efficace des ressources en eau est essentielle pour répondre aux besoins des populations locales et garantir la durabilité environnementale.

Cela comprend :

I.8.1 Alimentation en Eau Potable :

Le réseau d'alimentation en eau potable pour les deux communes babar est un réseau maillé et ramifié constitué par des conduites en PeHD . La zone est alimentée actuellement par :

- Barrage babar avec une capacité de 41 Millions m³
- Longueur des réseaux d'adduction : 850 km
- Taux de raccordement en AEP : 100%

I.8.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville babar est du type unitaire, conçu pour recueillir et véhiculer les eaux usées et les eaux de ruissellement.

- Le réseau d'assainissement est constitué de conduites circulaires de diamètres allant de 300mm à 1800 mm
- Longueur totale du réseau d'assainissement : 251 km
- Taux moyen de raccordement au réseau public d'assainissement : 100%

On note la présence de deux rejets séparés :

- Le premier est situé à l'Est de la ville.
- Le deuxième rejet est situé au sud de la ville dans un autre bassin versant et nécessitera impérativement le recours à un relevage pour rallier le site d'implantation de la STEP

I.9 Etude démographique de la région

L'estimation de la population pour un horizon donné est un facteur important pour l'estimation de la quantité d'eau usée à traiter et arriver à un dimensionnement adéquat de la station d'épuration.

En Algérie, l'évolution démographique suit la loi de l'accroissement géométrique Donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n$$

Avec :

P : Population future.

P₀ : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.3 % jusqu'à l'année 2053 à Partir de l'année de référence 2023 Source : DRE (khenchela)

Tableau I.1 : Population future de la zone d'étude

Année	Taux d'accroissement	2023	2024	2034	2044	2054
Population (hab)	1.3%	25065	25391	28892	32876	37408

I.10 Pollution existante dans la région d'étude :

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : les analyses des eaux usées arrivent au future STEP

Paramètres	Unité	Quantité
DBO ₅	mg/l	373.13
DCO	mg/l	839.69
MES	mg/l	320.38
NTK	mg/l	55.63
NH ₄	mg/l	35.72
NO ₃	mg/l	0.78
NO ₂	mg/l	0.09
P	mg/l	15.94
Huiles et graisses	mg/l	0,59
T moy	C°	18.11
PH	-	7.9
La conductivité	µs/cm	660
L'oxygène dissous	mg/l	1.63

Source : DRE KHENCHELA, 2017

I.11 Choix de site de la station d'épuration :

- Les coordonnées géographiques (35.17517258732959 N , 7.079672128297622 E)
- Altitude de 1 030 mètres

Les avantages de ce site :

- Superficies de 10 hectares.
- Situé dans une zone entourée d'exploitations agricoles, ce qui facilite la réutilisation des eaux épurées dans l'agriculture.
- Le site choisi est situé dans un endroit éloigné des habitations
- Traversé par l'oued El arab, le site offre une voie d'évacuation pour les eaux épurées en cas de non-utilisation dans les périmètres d'irrigation.
- L'accès au site choisi est facilité par la présence d'une piste, ce qui simplifie les travaux de construction de la future station d'épuration.

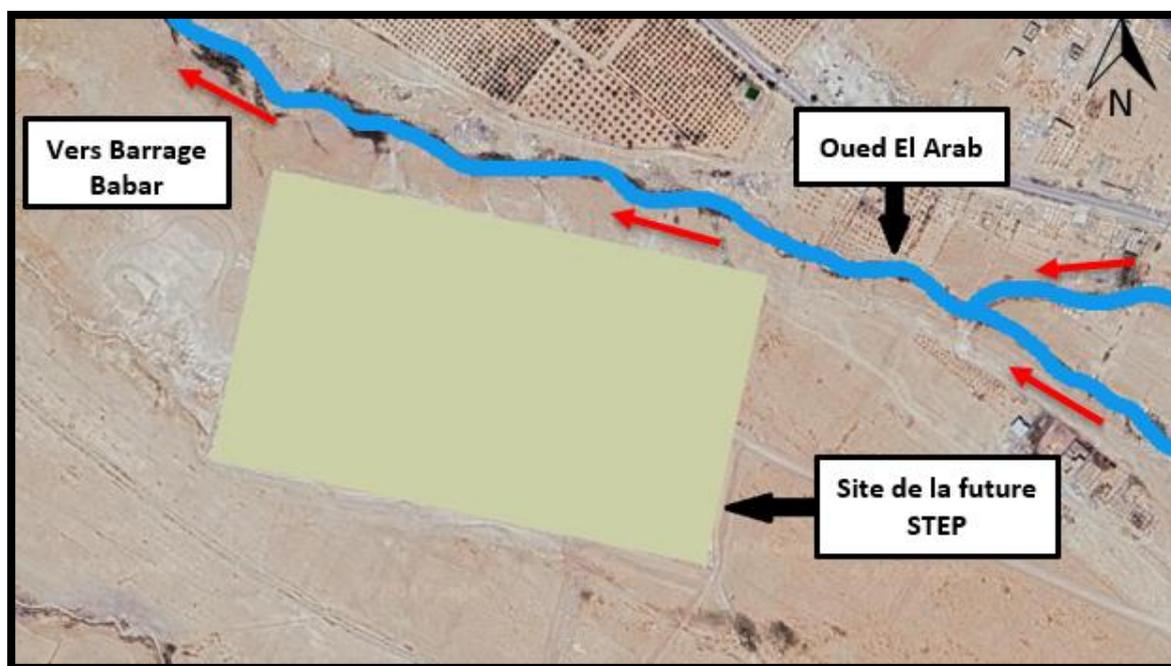


Figure I.11 : Le site de la STEP sur google earth

I.12 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les informations cruciales nécessaires à la conception d'une station d'épuration (topographique, géologie, climatologie, démographie, hydraulique...). Nous avons observé que cette zone présente un climat tropical varié, très froid en hiver et modéré en été. Le système d'assainissement est unitaire et assure le transfert des eaux usées (domestiques et industrielles) depuis notre zone d'étude jusqu'à l'Oued El Arab. Cependant, en raison de la pollution de cet oued, il est crucial de mettre en place une station d'épuration afin d'améliorer la qualité des eaux rejetées et de les réutiliser dans l'agriculture des zones avoisinantes à la STEP

Chapitre II :
Généralité sur les eaux
Usées

II.1 Introduction :

Toutes les activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles, agricoles... produisent des eaux usées. Ces eaux usées contiennent souvent des substances toxiques et des contaminants qui, s'ils ne sont pas correctement traités, peuvent avoir des effets néfastes sur l'environnement et la santé humaine. Bien que les cours d'eau possèdent une capacité naturelle d'auto-épuration, cette capacité peut entraîner une diminution de l'oxygène dans la rivière, ce qui affecte la flore et la faune aquatiques.

Lorsque les rejets dépassent la capacité d'auto-épuration de la rivière, cela peut entraîner une détérioration durable de l'environnement. Les zones privées d'oxygène à cause de la pollution entraînent la mort de la faune et de la flore, et peuvent créer des obstacles à la migration des poissons. De plus, la présence excessive de phosphates favorise l'eutrophisation, un phénomène caractérisé par une prolifération intense d'algues qui nuisent à la faune aquatique, rendent la baignade dangereuse et perturbent la production d'eau potable.

II.2 Origine des eaux usées :

Les eaux usées proviennent des sources suivantes :

- Les eaux usées domestiques
- Les eaux usées industriels
- Les eaux de ruissellement dans les zones agricoles.

II.2.1 Les eaux usées domestique :

Les eaux usées domestiques sont les eaux usées provenant principalement des résidences, des bâtiments d'affaires, des établissements publics et assimilés « les eaux usées sanitaires, les eaux d'égout ». Elles peuvent également inclure des contributions industrielles quand des eaux usées domestiques et industrielles sont combinées dans un réseau d'égouts urbain unitaire. [2]

II.2.2 Les eaux usées industriels :

Les eaux usées industrielles sont les eaux usées intervenant ou non dans les procédés de fabrication, commerciales, d'exploitations minière, et des équipements ou des activités forestières ; en ce compris les eaux d'écoulement et de lixiviation des secteurs recevant des polluants liés au stockage industriel ou commercial, à la manipulation ou au traitement, et à toute autre eau usée non définies comme eau usée domestique. [3]

II.2.3 Les eaux de ruissellement dans les zones agricoles :

L'agriculture est une source de pollution, non négligeable, des eaux car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle des pollutions diffuses. Les eaux agricoles issues des terres

cultivées chargées d'engrais nitrates et phosphates en seraient pas, finalement, en matières azotées ou Phosphatées des nappes les plus superficielles ainsi que des eaux issues des cours d'eau ou de retenues. [4]

II.3 Les différents types de pollution :

La pollution des eaux usées peut revêtir diverses formes, telles que minérale, organique et microbiologique.

II.3.1 Pollution organique :

La présence d'éléments organiques dans les eaux usées, tels que les matières en suspension, les huiles, les graisses, les solvants, les détergents, les produits chimiques organiques, les pesticides, etc., entraîne une décomposition de ces substances dans l'eau. Cette décomposition peut consommer de l'oxygène, entraînant ainsi une diminution de l'oxygène dissous et la mort des organismes aquatiques dans les milieux aquatiques.

II.3.2 Pollution minérale :

Elle survient lorsqu'il y a une quantité excessive de substances minérales telles que les nitrates, les phosphates, les sulfates et les chlorures dans les eaux usées. Ces substances peuvent provenir de diverses sources, comme les déchets industriels, les déchets agricoles ou les eaux de pluie qui traversent des zones contaminées.

II.3.3 Pollution microbiologique :

Il s'agit de la présence de micro-organismes pathogènes, tels que les bactéries, les virus, les parasites et les protozoaires, dans les eaux usées. Ces agents pathogènes peuvent provenir des excréments humains et animaux présents dans les eaux usées, ce qui représente un risque pour la santé humaine si ces eaux sont utilisées pour la consommation, l'irrigation des cultures ou le contact direct avec les populations.

II.4 Composition des eaux usées urbaines :

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Tableau représentant la composition des eaux usées urbaines

Caractéristiques	Moyenne
pH	7-7.5
DBO5	150 à 500 mg/l
DCO	300 à 1000 mg/l

MES	200 à 500 mg/l
Azote total (N-NTK)	30 à 80 mg/l
Phosphore total	7 à 20 mg/l
Coliformes totaux	107 à 109 bactéries pour 100 ml

Source : B.méot et Z.alamy :Les eaux usées urbaines,1999,620 p
. ISBN 978-0070418783.

II.5 Conséquences de la pollution :

II.5.1 La santé publique :

L'eau usée non traitée renferme de nombreux micro-organismes pathogènes qui se trouvent normalement dans le tractus intestinal humain. Certaines maladies courantes associées à la baignade dans des eaux de loisirs polluées ou à la consommation de fruits de mer contaminés comprennent le prurit du nageur, les gastro-entérites, les dermatites, les hépatites virales, les infections par blessure, le choléra, la fièvre typhoïde et la dysenterie. De plus, les eaux usées peuvent contenir des composés toxiques ou des substances potentiellement mutagènes ou cancérigènes. Par conséquent, l'élimination des organismes pathogènes est essentielle pour protéger la santé publique.

II.5.2 Environnement :

L'accumulation et le déversement non traités des eaux usées entraînent la décomposition de leur matière organique, engendrant diverses nuisances telles que la production de gaz malodorants. Tous les organismes aquatiques dépendent de l'oxygène dissous, présent en quantité limitée, et les nutriments contenus dans les eaux usées peuvent favoriser la croissance des plantes aquatiques, entraînant une diminution de l'oxygène et l'eutrophisation de l'environnement aquatique. Cette eutrophisation, induite par l'excès de nutriments, altère la qualité de l'eau. Ainsi, l'élimination de la matière organique et inorganique est essentielle pour préserver un environnement durable, propre et sain pour les générations actuelles et futures.

II.5.3 Économique :

L'utilisation agricole des effluents traités aide à maintenir la qualité environnementale et promeut simultanément d'autres buts nationaux tels que produire une agriculture durable tout en préservant les ressources en eau lorsqu'elles sont rares. Un autre avantage de l'irrigation avec les eaux usées est la possibilité de diminuer le niveau des traitements de purification et les coûts de traitement dérivés, grâce au rôle du sol et des récoltes qui agissent comme un bio-filtre. Employer les nutriments disponibles dans les eaux usées peut également diminuer des coûts de fertilisation. [4]

II.5.4 Agricoles :

Dans certaines régions, l'eau est fréquemment employée pour l'arrosage ou l'irrigation, souvent sans aucun traitement. La qualité de l'eau impacte la texture du sol, sa flore bactérienne, ainsi que les cultures et le bétail qui y évoluent. Par ailleurs, les boues provenant du traitement des eaux usées peuvent contribuer à la pollution des sols si elles renferment des substances toxiques telles que les métaux lourds.

II.6 Norme de rejet :

Il existe deux types :

II.6.1 Normes internationales :

La norme est définie par un chiffre établissant une limite à ne pas dépasser ou à respecter, en fonction de critères spécifiques. Elle est considérée comme respectée lorsque les paramètres définis sont conformes à cette norme. Ces standards peuvent être établis par des lois, des directives ou des décrets. Les normes internationales sont également définies par des organisations telles que l'Organisation mondiale de la santé pour les eaux usées.

Sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur

Caractéristiques	Valeurs limites
PH	6,5-8,5
DBO5	<30mg/l
DCO	<90 mg/l
MES	<20 mg/l
NH+4	<0,5 mg/l
NO2	1 mg/l
NO3	<1 mg/l
P2O5	<2 mg/l
Température	<30°C
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

Source : OMS, 2006

II.6.2 Norme de rejet en Algérie :

Conformément aux normes algériennes, les limites maximales des rejets d'effluents sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur

Caractéristiques	Valeurs limites
Température	<30°C
pH	6.5 à 8.5
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore
MES	<30 mg/l
DBO5	<30 mg/l
DCO	<120 mg/l
NH ₄	<30 mg/l
NO ₃	<10 mg/l
Phosphore total	<20 mg/l
Huiles et Graisses	<02 mg/l

Source : Journal officiel de la République Algérienne. N06°, Juillet 2006

II.7 Conclusion :

En tenant compte de toutes les informations présentées dans ce chapitre, il apparaît clairement que ces eaux usées représentent une menace significative tant pour les êtres humains que pour la vie aquatique. Ainsi, il devient impératif de traiter ces eaux usées ou de réduire leur niveau de pollution afin de prévenir les effets néfastes de ces.

Chapitre III :
Filière de traitement des
eaux usées

III.1 Introduction

Les eaux usées qui arrivent à la station d'épuration peuvent provenir de diverses sources telles que le réseau pluvial, les habitations (toilettes, douches, éviers...), les hôpitaux, les industries (papetières, agroalimentaire, pharmaceutique, chimique...), la restauration, les abattoirs, les élevages, etc. Ainsi, l'eau peut contenir des micro-organismes provenant de l'environnement, de l'activité humaine, animale ou industrielle. Certains de ces micro-organismes vivent et se développent en décomposant les polluants présents dans l'eau. Cette caractéristique est exploitée dans les stations d'épuration qui fournissent des conditions propices à la croissance des micro-organismes connus pour dégrader les polluants carbonés ou azotés.

III.2 Traitement Classique

Le traitement classique des eaux usées implique plusieurs étapes pour éliminer les contaminants et rendre l'eau propre à être rejetée dans l'environnement ou réutilisée.

Ces étapes comprennent généralement le prétraitement, le traitement primaire, le traitement secondaire et parfois le traitement tertiaire

III.2.1 Prétraitement :

Avant d'être traités proprement dit, les effluents doivent subir un prétraitement comprenant plusieurs opérations physiques ou mécaniques. L'objectif est d'extraire et d'éliminer les éléments solides en suspension ou flottation de l'eau, qui pourraient entraver les traitements ultérieurs.

Les étapes successives de ce prétraitement sont :

- Relevage
- Dégrillage
- Tamisage
- Dessablage – Déshuilage

III.2.1.1 Relevage :

Chaque fois que le niveau d'évacuation des eaux usées se trouve en dessous du réseau de collecte (qu'il s'agisse d'habitations individuelles, collectives ou d'installations communales), ou lorsque le niveau du réseau collectif est inférieur à celui de la station d'épuration, un poste de relevage est installé. Ce poste de relevage est chargé de pomper les eaux usées afin de les transporter à un niveau plus élevé. Le système de relevage est généralement assuré par des pompes à roues multicanales fermées ou des vis d'Archimède.

III.2.1.2 Dégrillage :

Les dégrilleurs jouent un rôle crucial dans la préservation des équipements électromécaniques et dans

la prévention du colmatage des conduites au sein de la station d'épuration. Généralement, ce sont des grilles qui capturent les débris de différentes tailles transportés par les eaux dans les canalisations d'assainissement. Une large variété de grilles est disponible sur le marché.

La performance d'un dégrilleur est déterminée par l'espace entre ses barreaux. Cet espacement est décidé en fonction de la taille et de la nature des déchets que la station est censée traiter. Il est également nécessaire de trouver un équilibre entre l'espacement des barreaux et la quantité de déchets à évacuer, ce qui impacte la fréquence de nettoyage de la grille.

Le marché offre une large variété de grilles, comprenant des modèles droits, courbes, de nettoyage amont, de nettoyage aval, etc.

III.2.1.2.1 Grilles manuelles :

Sont inclinées entre 60 et 80 degrés par rapport à l'horizontale et sont constituées de barreaux droits, ronds ou rectangulaires.

III.2.1.2.2 Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont :

Les barreaux, souvent de section L, se trouvent généralement en amont de la grille d'évacuation des déchets, qui elle-même est située à l'aval.

Il existe trois types de ces barreaux :

a) Grilles courbes :

Recommandées pour les installations de moyenne importance avec des eaux pas trop chargées, ces grilles sont nettoyées à l'aide de deux peignes montés sur un bras tournant autour d'un axe horizontal.

b) Grilles droites à nettoyage alternatif :

Le champ de grille est souvent incliné à 80 degrés par rapport à l'horizontale. Le nettoyage se fait à l'aide d'un racleur, d'un râteau, d'un peigne ou d'une poche pivotante qui remonte les déchets le long de la grille, puis redescend en position écartée du champ de grille.

c) Grilles droites à nettoyage continu :

Bien adaptées pour un dégrillage fin avec risques de feutrage, tel que l'obturation de la grille par des feuilles, ces grilles sont inclinées à 80 degrés. L'éjection des déchets du réceptacle est motorisée.

III.2.1.2.3 Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval :

Il s'agit d'un système de pré-dégrillage doté d'une capacité d'extraction élevée, bien qu'il présente un risque de réintroduction des déchets dans l'eau en aval.

III.2.1.3 Tamisage :

Le tamisage, qui consiste en une filtration sur toile ou tôle perforée avec des mailles de différentes tailles, est une méthode de dégrillage avancée. Selon la taille des mailles, on peut distinguer :

III.2.1.3.1 Macro-tamisage (mailles supérieures à 200 μm) :

Pour retenir les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes, les insectes. Cela permet de réduire la charge de pollution et d'alléger le traitement biologique.

III.2.1.3.2 Micro-tamisage (mailles de 30 à 100 μm) :

Pour retenir les particules très petites. Cependant, son utilisation dans le prétraitement des eaux résiduaires est limitée en raison d'un colmatage rapide des tamis.

Les tamis utilisés comprennent des tamis rotatifs et des tamis vibrants. Les fonctions principales du tamisage incluent la récupération des déchets réutilisables, la protection des canalisations ou des pompes contre l'obstruction, et la réduction des risques de dépôts et de fermentation.

III.2.1.4 Dessablage :

Son objectif est de retirer les rejets industriels, tels que les graviers, les sables et autres matières minérales denses, afin de prévenir l'accumulation dans les conduites et les canaux, et de protéger les pompes contre l'abrasion. Son utilisation peut devenir indispensable dans les usines reliées à un réseau unitaire, en particulier dans les industries métallurgiques ou mécaniques. Le processus de dessablage vise généralement les particules de taille supérieure à 200 μm , tandis que les particules plus fines relèvent généralement de la décantation.

La quantité de sable présente dans l'effluent peut varier considérablement et dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Les caractéristiques géologiques de la région,
- L'état et la longueur des canalisations,
- Le type de réseau (séparatif, unitaire, mixte) et son entretien.

L'opération de dessablage est essentielle pour plusieurs raisons :

- Éviter l'accumulation de dépôts dans les canalisations, ce qui pourrait entraîner leur obstruction.
- Protéger les pompes et autres équipements mécaniques contre l'abrasion.
- Prévenir les perturbations des autres étapes de traitement, en particulier des réacteurs biologiques.

III.2.1.5 Dégraissage et déshuilage :

Les opérations de dégraissage et de déshuilage consistent à séparer un produit dont la densité est

légèrement inférieure à celle de l'eau, par flottation. Ce produit se présente sous forme de particules libres ou agglomérées avec des matières en suspension. L'injection de microbulles d'air accélère le processus de flottation des graisses. Le dégraissage est une opération de séparation liquide-solide, tandis que le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide.

Les installations de déshuilage et de dégraissage sont dimensionnées pour une vitesse ascensionnelle maximale de 15 m/h et des temps de séjour de 8 à 15 minutes. Le débit d'air insufflé est généralement d'environ 0,3 m³ par mètre cube d'eau et par heure. Le dégraisseur élimine environ 80% des graisses, qui représentent environ 35% de la DCO des eaux usées.

On distingue différents types de déshuileurs-dégraisseurs :

- Séparateur statique
- Dégraisseur-déshuileur à ère
- Déshuileur longitudinal

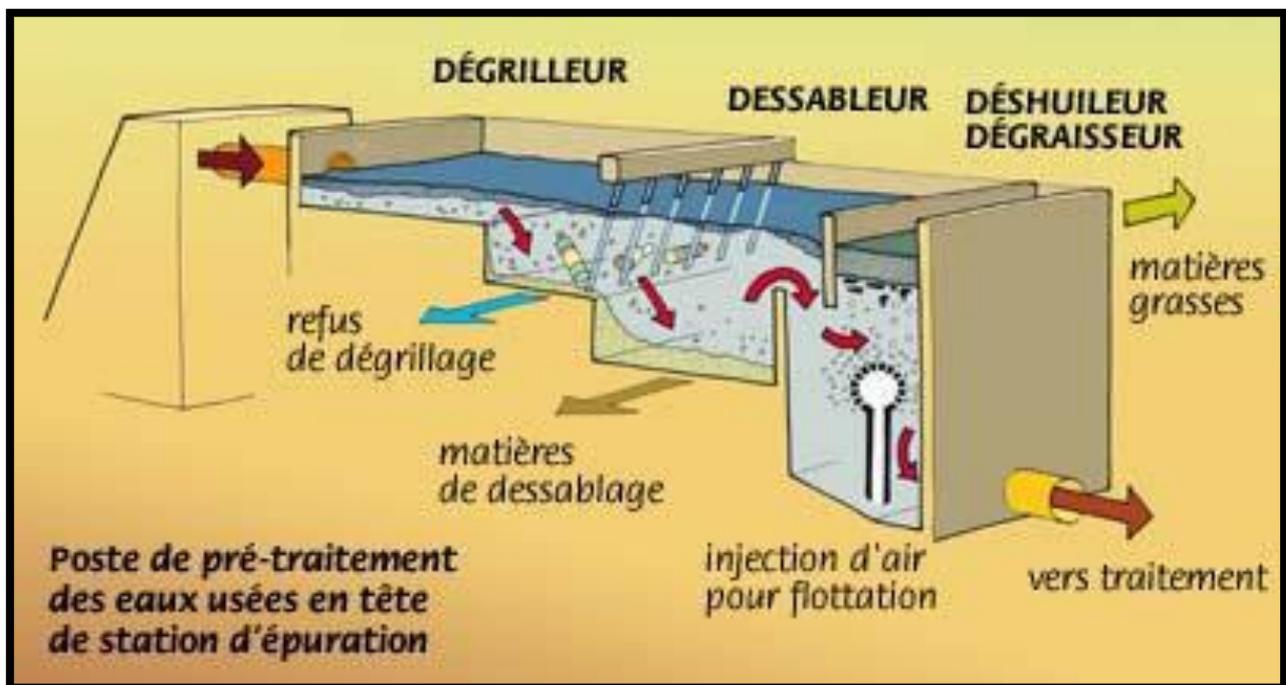


Figure III.1 : Schéma résumant le prétraitement [6]

III.2.2 Traitement physico-chimique (traitement primaire) :

Le traitement primaire des eaux usées, bien qu'efficace pour éliminer une grande partie des matières en suspension, reste insuffisant pour garantir la qualité du rejet dans l'environnement.

Ce processus utilise des procédés physiques ou chimiques pour faciliter la décantation des particules en suspension, principalement par gravité. Cependant, certaines matières sont trop stables pour être naturellement décantées, nécessitant l'ajout de réactifs chimiques comme les sels d'aluminium ou de fer pour neutraliser les charges électrostatiques et favoriser leur agglomération.

Cette agglomération est accélérée par des polymères, formant des flocons volumineux qui se déposent plus facilement.

La flottation est parfois utilisée pour les particules de faible densité. Malgré ces méthodes, la décantation primaire simple reste souvent suffisante pour recueillir les boues au fond des bassins, sans ajout de produits chimiques. Les résidus collectés, riches en matières organiques, nécessitent un traitement supplémentaire pour être stabilisés.

Il existe plusieurs types de décanteurs :

III.2.2.1 Décanteurs statiques sans raclage :

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 Eh). Le temps de séjour est de l'ordre de 1h30 à 2h au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond au moins égale à 60°.

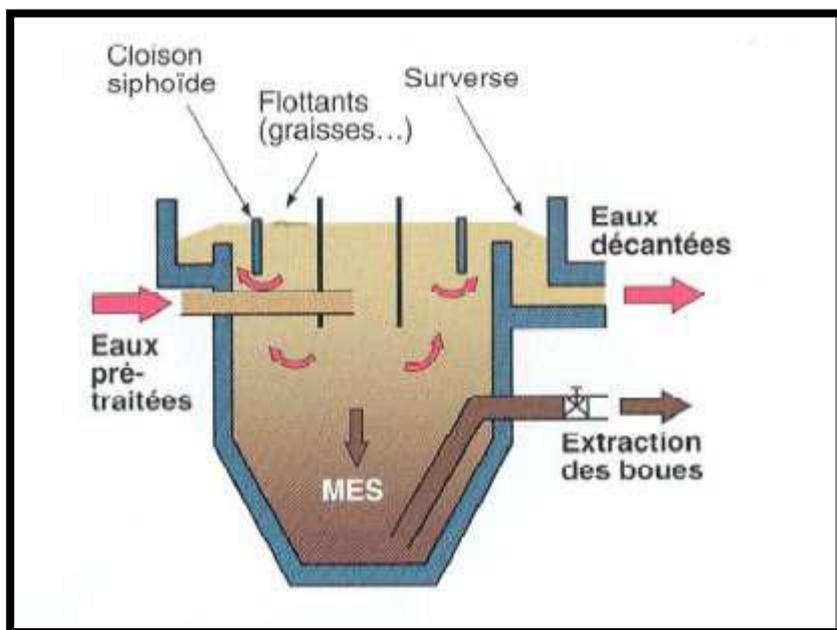


Figure III.2 : schéma d'un Décanteur statique sans raclage utilisé pour l'épuration des eaux usées [7]

III.2.2.2 Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

Il existe plusieurs types :

III.2.2.2.1 Décanteurs circulaires :

Le dispositif de raclage, fixé à une structure rotative autour de l'axe du bassin, peut être équipé soit d'une seule lame en forme de spirale, soit d'une série de raclettes. Il est constitué d'un fut central creux où l'eau brute arrive et est généralement répartie par une cloison siphonoïde annulaire. Les boues sont dirigées vers une fosse centrale à l'aide d'un système de raclage sur une pente de 5 à 10 degrés. De plus, un racleur de surface pousse les éléments flottants vers une écumoire, permettant ainsi leur retour vers la fosse des

boues. Idéalement, ce type de décanteur devrait fonctionner de manière régulière, car les variations de débit peuvent créer des turbulences faisant remonter les boues en surface.

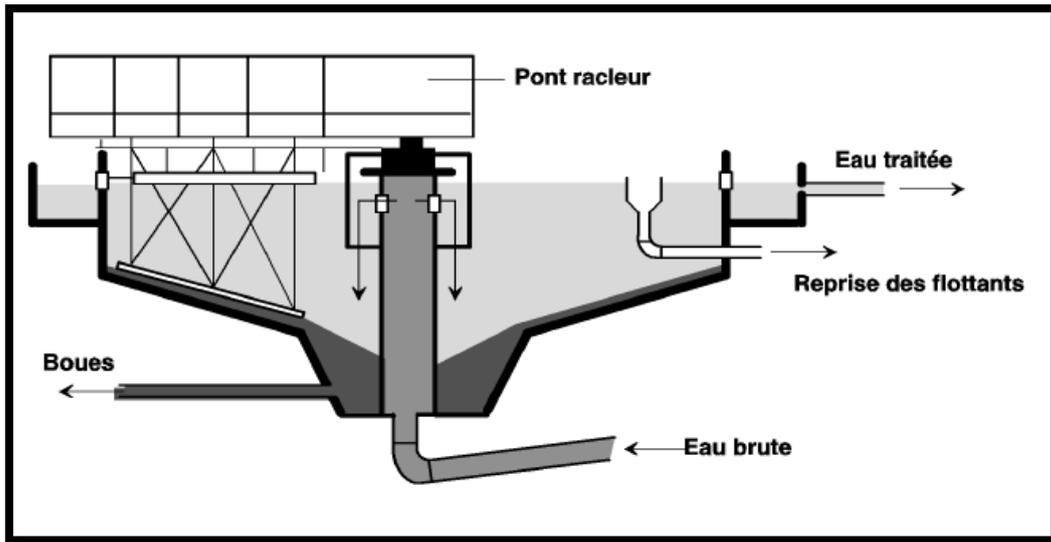


Figure III.3 : schéma d'un Décanteurs circulaires utilisé pour l'épuration des eaux usées [6]

III.2.2.2 Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Les décanteurs à pont racleur fonctionnent selon un système de va-et-vient, effectuant le raclage avec un mouvement à contre-courant. En revanche, les décanteurs à chaînes assurent un raclage continu des boues et des éléments flottants à l'aide d'une série de raclettes montées sur deux chaînes sans fin parallèles, qui tournent le long des parois verticales du bassin. Dans les deux configurations, le puits des boues se trouve à l'entrée de l'effluent.

III.2.2.3 Décantation lamellaire

Ce type d'installation est équipé de lamelles parallèles inclinées, ce qui augmente la surface de décantation et accélère ainsi le processus de sédimentation des particules.

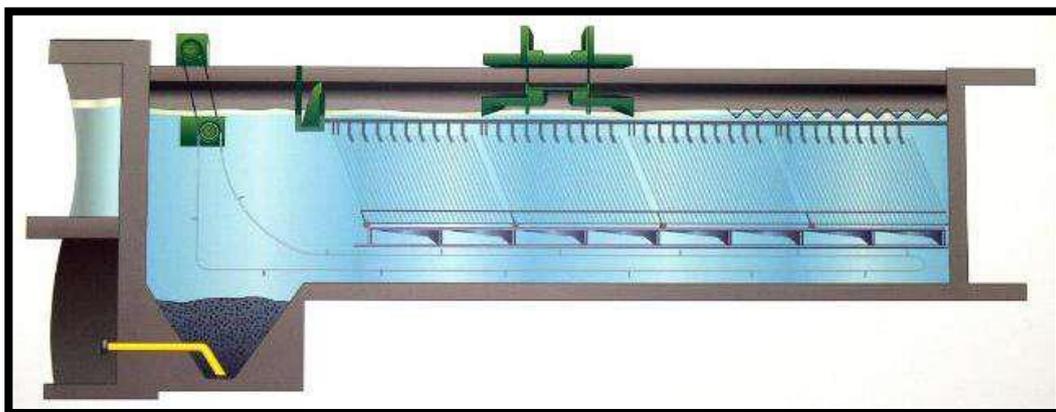


Figure III.4 : schéma d'un Décanteurs lamellaire utilisé pour l'épuration des eaux usées [8]

III.2.3 Traitement secondaire :

Le traitement biologique, vise à éliminer la matière polluante biodégradable. Plusieurs processus variés sont utilisés à cette fin, notamment :

III.2.3.1 Boues activées (cultures libres) :

Une unité de traitement par boues activées est composée essentiellement de :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur, permet de maintenir la quantité de microorganisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène. [7]

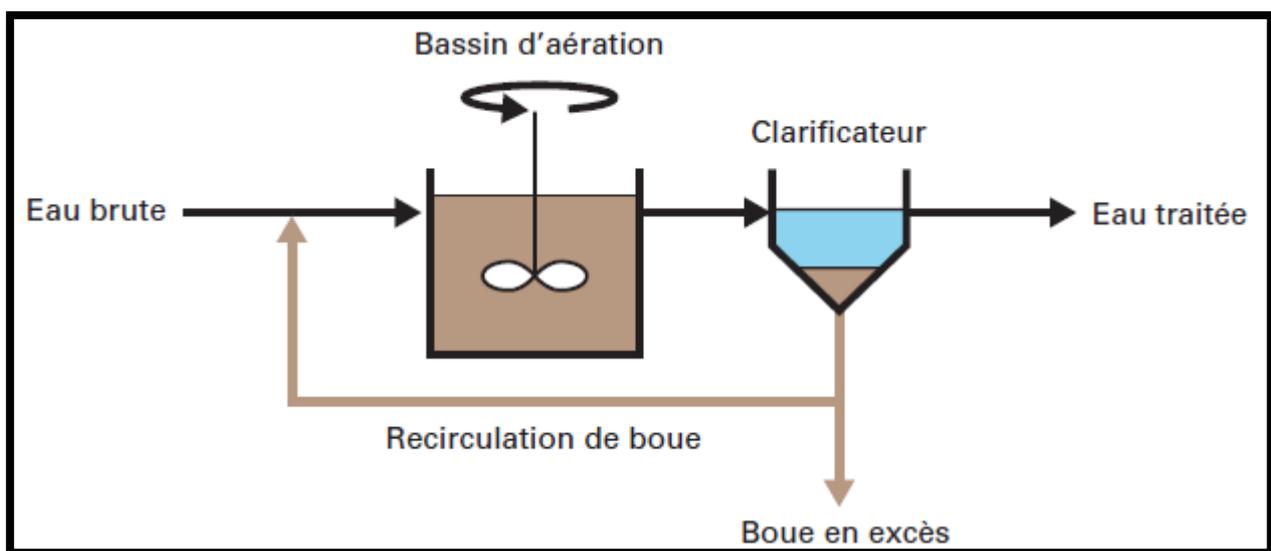


Figure III.5 : Schéma d'un procédé à boues activées [7]

III.2.3.2 Lit bactérien (Cultures fixée) :

Est un procédé d'épuration biologique aérobie. L'épuration de la phase liquide repose sur l'activité biochimique des micro-organismes qui dégradent la matière organique en présence d'oxygène. Les micro-organismes sont retenus sur un support, appelé garnissage, sous la forme d'un biofilm.

Le garnissage est arrosé avec l'eau usée à traiter, après une décantation primaire ou un simple tamisage fin. Le temps de passage de l'eau au sein du système est très court, de l'ordre de quelques minutes. Un clarificateur est nécessaire avant le rejet, afin de recueillir les boues produites par le bactérien [7].

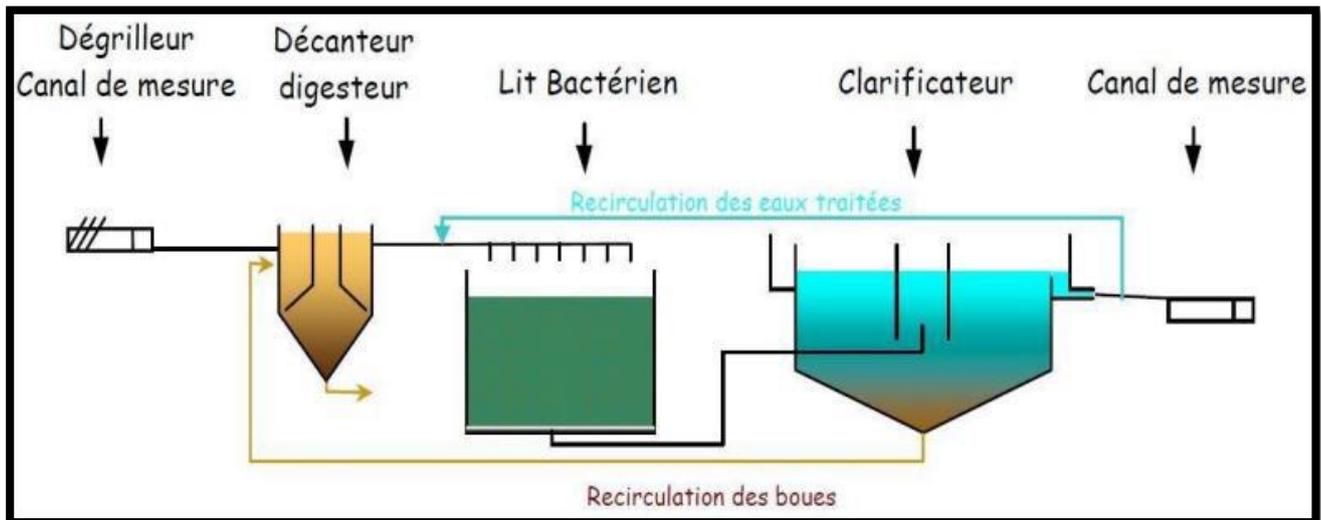


Figure III.6 : Schéma d'un procédé à Lit bactérien [7]

III.2.3.3 Disque biologique (Cultures fixée) :

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

Ce procédé est utilisé généralement pour l'épuration des effluents et petites installations et ne supporte pas les variations qualitatives des charges polluantes de l'effluent [7].

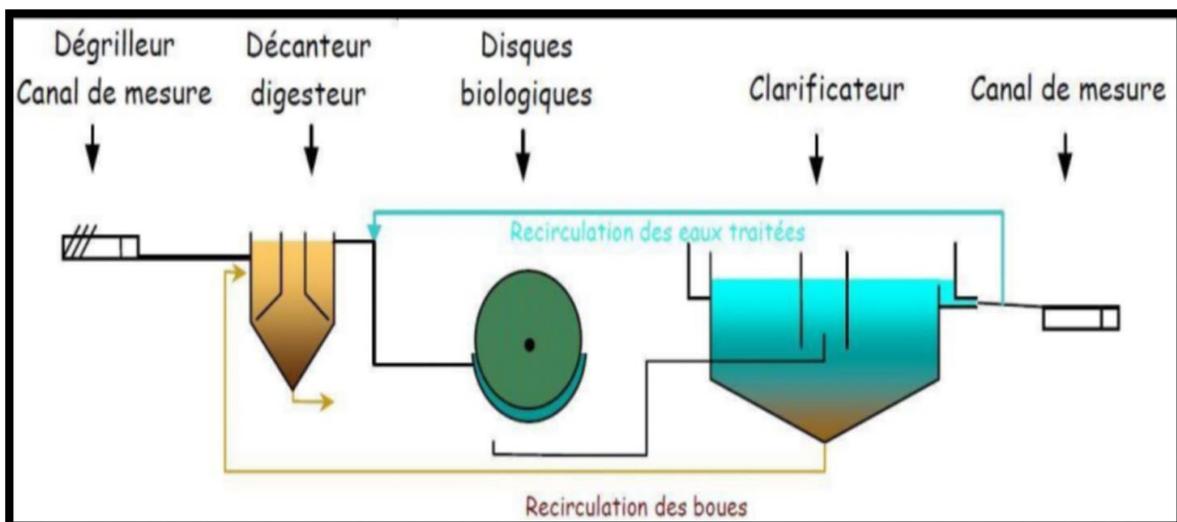


Figure III.7 : Schéma d'un procédé à Disque biologique [7]

III.2.4 Traitement tertiaire :

Il s'agit d'une étape complémentaire qui vise à éliminer les polluants résiduels après les traitements primaires et secondaires.

III.2.4.1 Elimination d'azote :

Il arrive parfois que l'élimination souhaitée de l'azote ne soit pas atteinte après un traitement biologique secondaire. Dans ce cas, il est possible d'ajouter une étape de nitrification et/ou de dénitrification, avec la possibilité d'apporter un substrat carboné, au processus de traitement.

➤ Technique de Traitement :

La nitrification se produit dans des bassins d'aération, tandis que la dénitrification a lieu dans des bassins d'anoxie, nécessitant souvent une source externe de carbone. Le traitement biologique de l'azote est lié à celui de la DBO, car les bactéries dénitrifiantes ont besoin de carbone organique. Si la DBO5 de l'effluent est suffisante, l'ajout de carbone externe peut être évité, réduisant ainsi les coûts.

Ludzack-Ettinger ont proposé un modèle dans lequel la dénitrification utilise le carbone présent dans l'effluent. Celui-ci passe par un bassin de pré-dénitrification en amont de l'aération anoxie en tête (voir Figure II.5). Le nitrate produit dans la zone aérobie est recyclé pour être dénitrifié dans la zone anoxique.

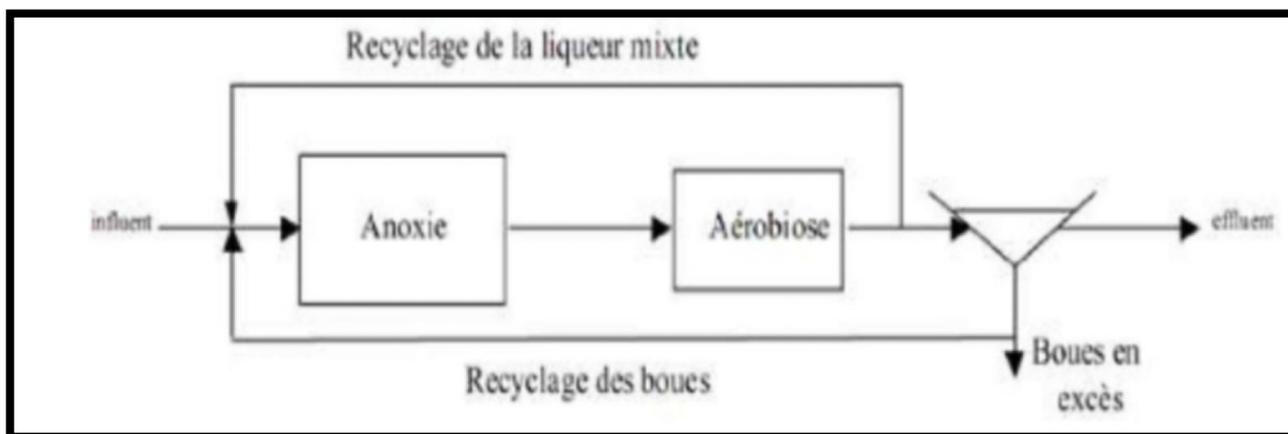


Figure II.5 : Schéma représenté la technique d'élimination de nitrates [8]

➤ Si la (DBO5) de l'effluent est trop faible, il est alors nécessaire d'ajout de carbone

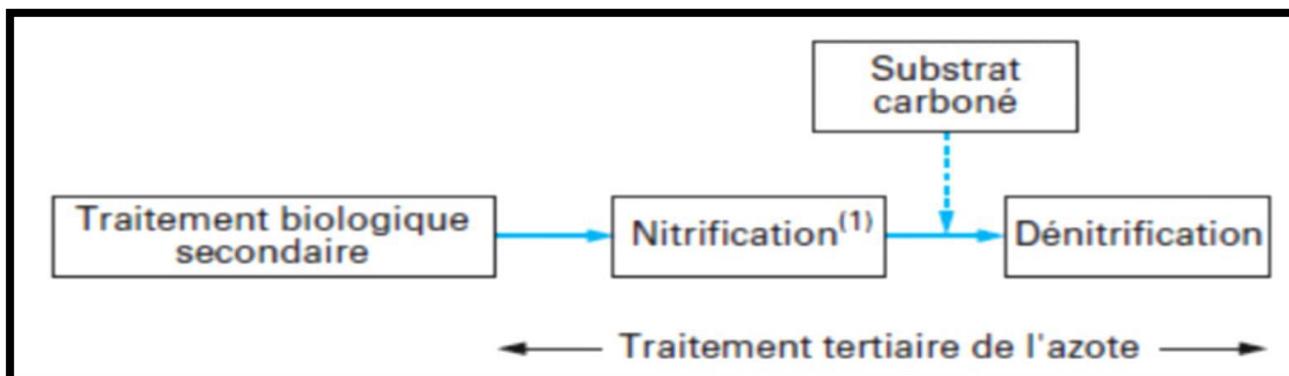


Figure III.8 : Schéma représenté la technique d'élimination de nitrates dans le cas où la DBO5 est trop faible [8]

III.2.4.2 La déphosphatation :

L'élimination du phosphore peut être réalisée par des traitements de déphosphatation, qu'ils soient physico-chimiques ou biologiques. La déphosphatation biologique, un procédé plus récent, repose sur l'alternance de phases anaérobies et aérobies au cours du traitement biologique. Cependant, son efficacité est généralement inférieure à celle de la déphosphatation physico-chimique. [9]

La déphosphatation peut également être effectuée par précipitation physico-chimique en présence de sels minéraux tels que le sulfate d'ammonium ou le chlorure ferrique. Cette méthode peut être mise en œuvre soit en parallèle aux réactions biologiques dans le bassin de boues activées, soit en tant que traitement final. [10]

III.2.4.3 La désinfection

La désinfection a pour objectif de réduire la concentration de germes pathogènes dans les effluents avant leur rejet dans l'environnement. Contrairement aux normes de désinfection pour l'eau potable, qui exigent l'absence totale de coliformes, les normes de rejet des eaux résiduaires urbaines (ERU) varient selon le type de milieu récepteur.

On distingue deux grandes catégories de traitements :

III.2.4.3.1 Les procédés extensifs :

Comme le lagunage et l'infiltration-percolation (filtration à travers un massif filtrant). Dans le cas du lagunage, il ne restera qu'une bactérie pour 1 000 ou 10 000 présentes dans l'eau résiduaire, tandis que dans le cas de l'infiltration-percolation, il n'en subsistera qu'une pour 100 ou 1 000.

III.2.4.3.2 Les procédés physico-chimiques intensifs :

Tels que la désinfection par le chlore, l'acide péracétique, les UV, l'ozone, ou encore la filtration sur membranes d'ultra ou de micro-filtration. L'efficacité de ces procédés dépend des doses appliquées, avec une réduction allant de 4 à 6 logarithmes. Quant à la filtration sur membrane d'ultrafiltration (UF), elle permet une désinfection totale. [10]

III.3 Le traitement des boues :

Les boues produites par les stations d'épuration sont essentiellement des particules solides non retenues par les prétraitements et les procédés de traitement de l'eau (dégradation et séparation des polluants de l'eau). Ces boues se composent de matières organiques non dégradées, de matières minérales, de micro-organismes et d'eau. [13]

Les boues urbaines sont composées principalement d'éléments fertilisants, notamment en phosphore et en azote.

Les collectivités peuvent être amenées à traiter différents types de boues suivant le traitement des

eaux mis en place sur la STEP.

III.3.1 Épaississement des boues :

Les procédés d'épaississement des boues sont utilisés pour réduire le volume des boues en éliminant une partie de leur eau, ce qui augmente la concentration de matière sèche dans les boues. Ces procédés sont relativement simples et ne nécessitent pas de dépenses d'énergie importantes, ce qui les rend adaptés aux petites collectivités ou aux installations ayant des contraintes budgétaires. [19]

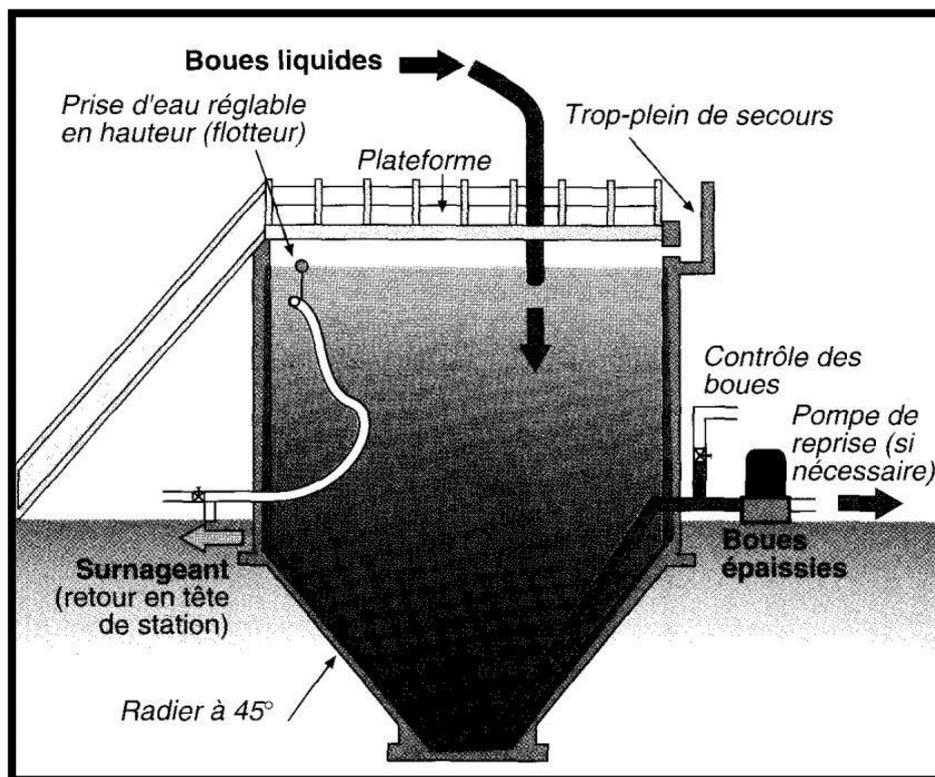


Figure III.9 : Schéma de fonctionnement d'un épaisseur [13]

III.3.2 Stabilisation et hygiénisation :

La stabilisation des boues a pour objectif de diminuer l'activité biologique de décomposition, notamment la fermentation. Cela permet de réduire significativement les nuisances olfactives, les émissions de méthane, les risques de lixiviation, les populations bactériennes, ainsi que la demande biologique en oxygène (DBO5).

III.3.3 Déshydratation :

La déshydratation réduit la teneur en eau des boues, permettant d'atteindre une siccité de 15 à 40%, en fonction de la filière de traitement des eaux, de la nature des boues, et de la technique de déshydratation employée. Ce processus s'applique à un mélange de boues primaires, secondaires, voire tertiaires.

La déshydratation des boues peut être réalisée de deux façons :

III.3.3.1 Déshydratations naturelles :

Est réalisée de deux manières :

- Lit de séchage
- Lit planté des macrophytes

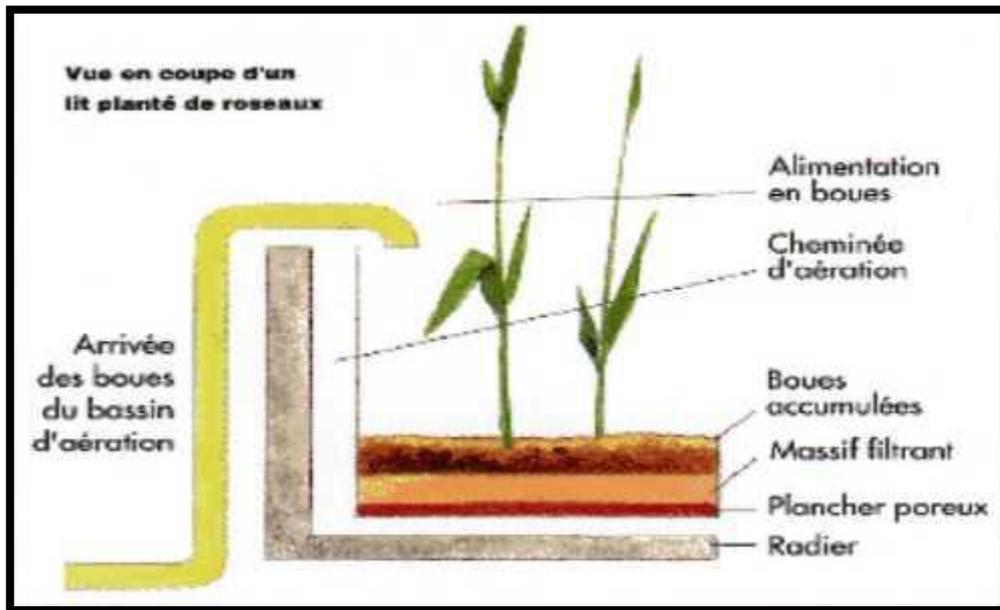


Figure III.10 : Coupe d'un lit planté de macrophytes [13]

III.3.3.2 Déshydratations mécaniques :

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont :

- La filtration sous vide.
- La filtration sous pression.
- Les filtres à bande.

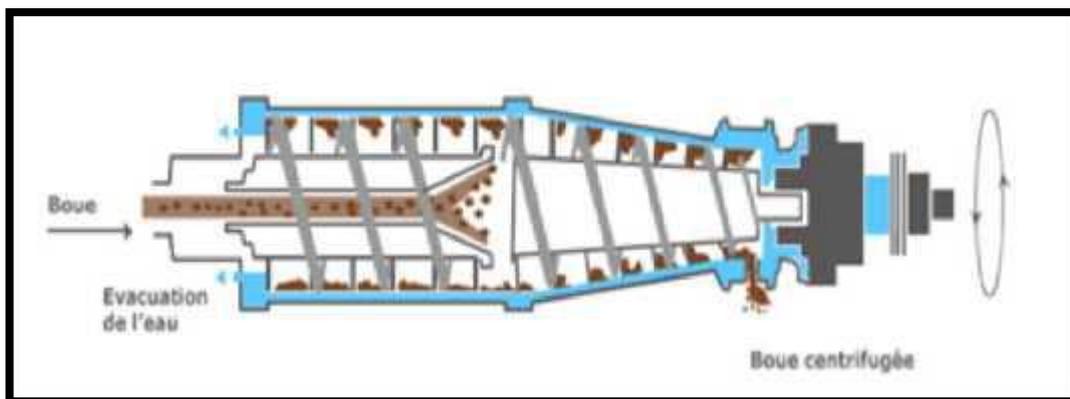


Figure III.11 : Déshydratation par sous pression [13]

III.4 Incinération des boues :

Ainsi, le problème des boues se pose en termes d'évacuation, avec trois solutions envisageables :

III.4.1 Mise en décharge :

Déposer les boues stabilisées et déshydratées en décharge, une option qui n'est plus réalisable à partir de 2002.

III.4.2 Valorisation agricole :

Utiliser les boues stabilisées comme engrais par épandage sur des sols agricoles. Elles peuvent être appliquées sous forme liquide, solide ou compostée.

III.4.3 Incinération :

Brûler les boues, notamment les boues auto combustibles, c'est-à-dire fraîches et déshydratées. Cette méthode nécessite un traitement préalable des fumées avant leur rejet dans l'atmosphère, une opération complexe si la charge en poussière est élevée. Ce traitement, réalisé en plusieurs étapes, peut inclure un pré-cyclonage, un dépoussiérage électrostatique, un lavage, voire une oxydation catalytique. [13]

III.5 Conclusion

Le traitement des eaux usées à travers divers procédés permet d'éliminer une grande partie des polluants, tout en produisant des boues comme sous-produit. Le choix de la méthode de traitement dépend des caractéristiques de l'eau à purifier, de son potentiel de réutilisation, ainsi que de la nature du milieu récepteur. Une fois les eaux usées traitées, elles peuvent être rejetées sans risque significatif de contamination ou de pollution.

Chapitre IV :
Dimensionnement de la
station d'épuration

IV.1 Introduction :

Après toutes les données dans le chapitre précédent on peut commencer le dimensionnement de STEP.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents ouvrages cités ci-dessus pour les deux horizons 2034 et 2054.

IV.2 Calculs de base pour le dimensionnement :

La détermination des débits et des propriétés des eaux usées à traiter constitue une étape cruciale dans un projet d'assainissement, car elle fournit les informations essentielles pour évaluer la capacité requise des différents ouvrages.

IV.2.1 L'Estimation des besoins :

La conception d'une station d'épuration est basée sur l'évaluation de sa capacité hydraulique de traitement, qui comprend divers types de débits, à savoir :

- Consommation domestique
- Consommation des équipements
- Débits d'eaux industrielles
- Débits de temps de pluie

IV.2.1.1 L'Estimation des besoins domestiques :

Le débit moyen se calcule comme suit :

$$Q_{\text{moy j}} = N_{\text{hab}} \times \text{Dot}$$

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

Avec :

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

N : La population (habitant).

Dot : La dotation (L/j/habitant) 150 L/j/habitant [1]

$Q_{\text{moy h}}$: La consommation moyen horaire (m³/h)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.1 : Estimation du débit moyen des eaux usées aux différents horizons d'études

	N (Habitant)	Dot (L/j/habitant)	Qj (L/j)	Qj (m3)	Qh (L/j)	Qh (m3)
2024	25391	150	3808650	3808.65	158693.8	158.6938
2034	28892	150	4333800	4333.8	180575	180.575
2054	32876	150	4931400	4931.4	205475	205.475

IV.2.1.2 Les Besoins d'équipements :

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Estimation du débit moyen des équipements

Type de Consommateurs	Désignation	Quantité	Dotation (L/unite/j)	Unité	Qmoy.j (m ³ /j)	Qh (m ³ /h)
Secteur sanitaire	01 Hôpital	360	300	Lits	108	4.5
	02 Sale de soin	50	200	Patient	10	0.417
	02 polyclinique	220	200	Patient	44	1.833
Secteur scolaire	20 Ecole	7520	10	Élève	75.2	3.133
Secteur administratif	Siège de l'APC	344	15	Employé	5.16	0.215
	CFPA	60	15	Employé	0.9	0.038
	PTT	320	15	Employé	4.8	0.200
	Subdivision de travaux publics	30	15	Employé	0.45	0.019
	Subdivision de l'hydraulique	30	15	Employé	0.45	0.019
	Subdivision de l'urbanisme	30	15	Employé	0.45	0.019
	Subdivision des forets	20	15	Employé	0.3	0.013
	Subdivision de la conservation	20	15	Employé	0.3	0.013
Secteur publique	5 Mosquées	6000	5	Fidèle	30	1.250
	3 Siège de police	100	5	Policier	0.5	0.021

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

	Gendarmerie	80	5	Gendarme	0.4	0.017
	Prison	3500	100	Prisonnier	350	14.583
	4 Salles de sport	240	25	Sportif	6	0.250
	Maison de jeunes	200	25	Sportif	5	0.208
	Stade	60	25	Sportif	1.5	0.063
Totale					643.41	26.811

Remarque :

Dans notre situation, étant donné l'absence de données concernant les équipements futurs prévus dans la région à long terme (horizon 2054), nous supposons que le débit des équipements augmentera de 5 % par rapport au débit calculé précédemment pour les équipements.

Alors :

$$Q_{\text{moy.j équi}}(2054) = 643.41 \times 1.05 = 675.581 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$Q_{\text{moy.h équi}}(2054) = 26.811 \times 1.05 = 28.152 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

IV.2.1.3 Le Débits d'eaux industrielles :

La région d'étude est à vocation agricole, ne comportant donc pas d'usines industrielles

IV.2.1.4 Calcule de besoin total :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j tot}} = Q_{\text{moy.j dom}} + Q_{\text{moy.j équi}}$$

$$Q_{\text{moy.j tot}}(2024) = 3808.65 + 643.41 = 4452.06 \text{ (m}^3/\text{j)} = 185.50 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$Q_{\text{moy.j tot}}(2034) = 4333.8 + 643.41 = 4977.21 \text{ (m}^3/\text{j)} = 207.38 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

$$Q_{\text{moy.j tot}}(2054) = 4931.4 + 675.58 = 5606.98 \text{ (m}^3/\text{j)} = 233.62 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

IV.2.1.5 Calcule de débit des eaux usées évacue :

$$Q_{\text{rej}} = Q_{\text{moy.j tot}} \times C_r$$

Avec :

C_r : coefficient de rejet de 70% à 80% (Le coefficient de rejet C_r de commune babar tient de 80%)

Q_{rej} : débit moyen journalier des eaux usées rejeté (m³/j).

$$Q_{\text{rej}}(2024) = 4452.06 \times 0,8 = 3561.648 \text{ m}^3/\text{j} = 148.402 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{rej}}(2034) = 4977.21 \times 0,8 = 3981.768 \text{ m}^3/\text{j} = 165.907 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{rej}}(2054) = 5606.98 \times 0,8 = 4485.584 \text{ m}^3/\text{j} = 186.899 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.2.1.6 Calcule de débit de pointe :

Cela peut être dans deux cas :

IV.2.1.6.1 Débit de temp sec :

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p \times Q_{rej}$$

Avec :

Q_{pts} : débit de point par temps sec (m^3/j).

K_p : coefficient de pointe.

Q_{rej} : débit moyen journalier des eaux usée rejeté (m^3/j).

➤ **K_p :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{rej}}} \quad \text{si} \quad Q_{rej} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{rej} < 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas :

- $K_p(2024) = 1.889$
- $K_p(2034) = 1.868$
- $K_p(2054) = 1.847$

IV.2.1.6.2 Débit de temp de pluie :

Donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \text{ à } 5) \times Q_{pts}$$

Avec :

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

Q_{pts} : débit de point en temps sec ($3 \times Q_{pts}$)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Estimation du débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études

Horizon	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	K_p	Q_{pts} (m^3/j)	Q_{pts} (m^3/h)	Q_{ptp} (m^3/j)	Q_{ptp} (m^3/h)
2024	3561.648	1.889	6727.953	280.331	20183.859	840.994
2034	3981.768	1.868	7437.943	309.914	22313.829	929.743
2054	4485.584	1.847	8284.874	345.203	24854.621	1035.609

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.2.1.7 La Capacité de future station d'épuration :

Donné par :

$$N_{eq} / h = \frac{Q_{moy.j}}{Dot \times 0.8}$$

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Estimation du débit de pointe des eaux usées aux différents horizons d'études

Horizon	2024	2034	2054
La capacité du futur STEP (m ³ /j)	3561.648	3981.768	4485.584
Le nombre d'équivalent habitant (Eq/h)	29681	33182	37380

IV.2.2 L'Evaluation des charges polluantes :

La conception des installations de traitement des eaux usées repose sur une évaluation précise des niveaux de pollution présents, déterminés à partir des résultats des analyses réalisées.

IV.2.2.1 Présentation des analyses des eaux usées évacuées au STEP :

Les analyses effectuées en 2019 dans la ville de Babar sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Présentation des analyses des eaux usées arrive au future STEP

Paramètres Analysés	Unité	Résultats
PH	/	7.9
Température de l'eau	C°	18.11
Conductivité	µs/cm	660
M.E.S	mg/l	320.38
DCO	mgO ₂ /l	839.69
DBO5	mgO ₂ /l	373.13
NTK	mg/l	55.63
NH4	Mg/NH ₄	35.72
NO3	mg/l	0.78
NO2	mg/l	0.09
Phosphore total	mg/l	15.94

Source : DRE KHENCHELA, 2017

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Remarque :

Les analyses des eaux usées de la commune de babar font ressortir que :

- La biodégradabilité :

Un effluent brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes

- $\frac{DCO_{moy}}{DBO5_{moy}} = 2.25$ inférieur à 2,5

La biodégradabilité du rejet donc il est inférieur ou égal à 2,5 ce qui montre que nous sommes dans un cas des eaux usées domestiques est facilement biodégradable.

- Le pH est neutre, ce qui est expliqué par le fait que le rejet est de nature domestique.
- La concentration d'Huiles et de phosphore dans le rejet est faible.
- La concentration d'azote dans le rejet est moyen
- La concentration de MES dans le rejet est élevé.

IV.2.2.2 Calcule des charges polluantes :

On va calculer ces charges polluantes en utilisant la relation suivante :

$$L \text{ (Kg/j)} = C \text{ (polluant)} \times Q_{moy.j} \times 10^{-3}$$

Avec :

L : Charge polluante en (Kg/j)

C (polluant) : la concentration moyenne de polluant en (mg/l)

Q_{moy.j} : débit moyen qui arrive à la STEP en (m³/j)

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Quantité des charges polluantes

	C (mg/l)	Q _{moy.j} (m ³ /j)	L (Kg/j)	C (mg/l)	Q _{moy.j} (m ³ /j)	L (Kg/j)	C (mg/l)	Q _{moy.j} (m ³ /j)	L (Kg/j)
	2024			2034			2054		
DBO₅	373.13	3561.648	1328.958	373.13	3981.768	1485.717	373.13	4485.584	1673.706
DCO	839.69	3561.648	2990.680	839.69	3981.768	3343.458	839.69	4485.584	3766.500
MES	320.38	3561.648	1141.081	320.38	3981.768	1275.679	320.38	4485.584	1437.091
NTK	55.63	3561.648	198.135	55.63	3981.768	221.506	55.63	4485.584	249.533
NH₄	35.72	3561.648	127.222	35.72	3981.768	142.229	35.72	4485.584	160.225
NO₃	0.78	3561.648	2.778	0.78	3981.768	3.106	0.78	4485.584	3.499

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

NO2	0.09	3561.648	0.320	0.09	3981.768	0.358	0.09	4485.584	0.404
P	15.94	3561.648	56.773	15.94	3981.768	63.469	15.94	4485.584	71.500

IV.3 Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :

La station d'épuration à dimensionner sera constituée des ouvrages suivants :

IV.3.1 Prétraitements :

Les ouvrages de prétraitement sont employés pour éliminer les gros déchets, les sables et les graisses présents dans l'effluent brut. Cette étape a pour objectif de protéger les installations en aval et de faciliter le traitement biologique qui suit.

IV.3.1.1 Dégrillage grossier et fin :

On opte dans notre étude pour une grille droite car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, pour des eaux pas trop chargées et pour des faibles débits, avec une profondeur de canal variant entre 0.5 et 1.8 m.

IV.3.1.1.1 La largeur de la grille :

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

$$l = \frac{Q_{\text{ptp}} \times \sin \alpha}{h_{\text{max}} \times V \times (1 - \beta) \times C}$$

Avec :

α : Angle d'inclinaison de la grille avec horizontal (75°)

h_{max} : Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, $h_{\text{max}} = (0,15 \text{ à } 1,5)\text{m}$

C : Coefficient de colmatage de grille.

- Pour une grille manuelle, $C = 0,1\text{m à } 0,3\text{m}$.
- Pour une grille mécanique, $C = 0,4\text{m à } 0,5\text{m}$.

On prend :

- Pour le dégrillage grossier : $h_{\text{max}} = 0,8 \text{ m}$
- Pour le dégrillage fin : $h_{\text{max}} = 0,5 \text{ m}$
- $C = 0.5$ (une grille mécanique)

Calcul de la Fraction de surface occupée par les barreaux :

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

Avec :

e : épaisseur des barreaux

d : espacement entre les barreaux

IV.3.1.1.2 La longueur mouillée :

$$L_0 = \frac{H_{\max}}{\sin \alpha}$$

Avec :

α : angle d'inclinaison de la grille (75°)

IV.3.1.1.3 La surface de passage de l'effluent :

$$S = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V_e \times \beta \times C}$$

Avec :

V_e : Vitesse de passage à travers la grille (m/s) . (0,6 ÷ 1,4) m/s.

Q_{ptp} : Débit de pointe de temps pluviale (m³/s)

On prend :

$V_e = 1$ m/s

IV.3.1.1.4 La longueur de la grille :

$$L = L_0 + 0.5$$

Avec :

L_0 : La longueur mouillée

IV.3.1.1.5 Nombre d'espacement :

$$N_e = N_b + 1$$

Avec :

N_b : Nombre des barreaux

IV.3.1.1.6 Nombre d'ouvertures :

$$L = N_e \times e + N_b \times b$$

Avec :

N_b : Nombre des barreaux

N_e : Nombre d'espacement et

e : espacement entre les barreaux (m)

b : diamètre des barreaux (m)

IV.3.1.1.7 Calcul des pertes de charge :

La méthode de Kirschmer est une approche empirique couramment utilisée pour estimer les pertes de charge spécifiques d'un dégrilleur.

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

Avec :

ΔH : La perte de charge (m)

δ : Le coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

d/e : Épaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux (cm)

V : Vitesse d'écoulement dans la grille (0,78 m/s)

δ : Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux (voir tableau)

Tableau IV.7 : Les valeurs de δ

Types des barreaux	δ
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

On prend :

$\delta = 1.79$ (Section circulaire)

IV.3.1.1.8 Calcul des refus des grilles :

Pour une eau usée urbaine, la quantité des déchets collectés par les grilles par habitant et par an est estimée à :

- « $V_{\text{ret}} = 5$ à 10 l/hab/an pour une grille fine.
- $V_{\text{ret}} = 2$ à 5 l/hab/an pour une grille grossière. » [14]

Le volume des déchets retenus dans notre cas sera ainsi déterminé comme suit :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$V_{\min} = \frac{N \times V_{\text{ret. min}} \times 10^{-3}}{365}$$

$$V_{\max} = \frac{N \times V_{\text{ret. max}} \times 10^{-3}}{365}$$

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

Avec :

N : Equivalent habitants

Vret.min : le volume minimum retenu par la grille par habitant (m³)

Vret.max : le volume maximum retenu par la grille par habitant (m³)

On résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : dimensionnement de dégrillage grossier et fin

Les paramètres	Dégrillage grossier		Dégrillage fin	
	2034	2054	2034	2054
Horizon	2034	2054	2034	2054
Le débit de pointe à temps pluviale (m ³ /s)	0.258	0.288	0.258	0.288
Espacement entre les barreaux (m)	0.02	0.02	0.01	0.01
Épaisseur des barreaux (m)	0.05	0.05	0.01	0.01
La Fraction de surface occupée par les barreaux β	0.29	0.29	0.5	0.5
Largeur de la grille (m)	0.8	1	1.28	1.4
La longueur mouillée de la grille (m)	1.04	1.04	0.81	0.81
La longueur de la grille (m)	1.54	1.54	1.3	1.3
La surface (m)	1.232	1.54	1.66	1.82

Nombre de barreaux	14	14	40	40
Nombre d'ouvertures	15	15	41	41
Les pertes de charge (m)	0,02	0,02	0.079	0.079
Les refus des grilles Vmax (m³/j)	0.278	0.307	0.909	1.0241
Les refus des grilles Vmin (m³/j)	0.182	0.205	0.455	0.512
Les refus des grilles Vmoy (m³/j)	0.227	0.256	0.682	0.768

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2034 et de 2053 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2054

IV.3.1.2 Le Déssableur – déshuileur :

Quand l'eau arrive à la station, il subit en premier temps un prétraitement dans une filière dite (dessableur - déshuileur) et ça pour protéger la station contre les dépôts et l'abrasion des installations électroniques.

L'eau usée est aérée par insufflation, facilitant ainsi la séparation du sable et de l'eau, et favorisant l'accumulation des graisses et des huiles à la surface. Le sable, qui se dépose au fond, est extrait à l'aide de pompes spéciales. Les huiles, récupérées en surface dans une zone de tranquillisation, sont déversées dans un puisard à graisse pour être transportées par camion vers une décharge.

IV.3.1.2.1 Le Déssableur :

« Le Déssableur de forme rectangulaire présente les caractéristiques suivantes :

- V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.1 < V_e < 0.3$) (m/s)
- V_s : la vitesse de sédimentation (vitesse est : $40 < V_s < 70$) (m³ /m² /h)
- $\frac{L}{H} = (10 - 15)$
- L : Longueur de bassin.
- H : Profondeur de bassin. $H = (1 - 3)$ m

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

- T_s : temps de séjours de l'eau dans le dessableur (entre 3 et 5 min) » [15]

On prend :

- $H = 2.5 \text{ m}$
- $V_e = 0.2 \text{ m/s}$.
- $V_s = 60 \text{ (m}^3 \text{ /m}^2 \text{ /h)}$
- $T_s = 4 \text{ min}$

a) Le volume :

Donné par :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s$$

Avec :

Q_{ptp} : le débit de la station.

b) La surface horizontale :

Donné par :

$$S_h = \frac{V}{H}$$

Avec :

H : profondeur du bassin

c) La longueur :

Donné par :

$$\frac{L}{H} = 10$$

Avec :

H : profondeur du bassin

d) Largeur :

Donné par :

$$l = \frac{S_h}{L}$$

IV.3.1.2.2 Le Déshuileur :

Le déshuileur présente les caractéristiques suivantes :

- « V_{asc} : vitesse ascensionnelle de 15 m/ h maximum ;
- T_s : temps de séjour de 8 à 15 min ; » [15]

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On prend :

- $T_s = 10 \text{ min}$

a) Le volume :

Donné par :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s$$

Avec :

Q_{ptp} : le débit de la station.

b) La surface horizontale :

Donné par :

$$Sh = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V_{\text{asc}}}$$

Avec :

V_{asc} : vitesse ascensionnelle de 15 m/h maximum

Q_{ptp} : le débit de la station.

c) La Profondeur du bassin :

Donné par :

$$H = \frac{V}{Sh}$$

d) La longueur :

Donné par :

$$\frac{L}{H} = 10$$

Avec :

H : profondeur du bassin

e) La largeur :

Donné par :

$$B = \frac{Sh}{L}$$

f) Calcul les besoins en air :

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air/ m³ d'eau [15]

Donné par :

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{ptp}} \times V_{\text{air}}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

Vair : La quantité d'air à insuffler ; $V_{air} = 1.5 \text{ m}^3 \text{ d'air/ m}^3 \text{ d'eau}$

Remarque :

Dans le cas des ERU, les deux étapes peuvent être effectuées dans le même ouvrage à condition de choisir celui ayant le plus grand volume (généralement le déshuileur)

IV.3.1.2.3 Calcul des quantités des matières éliminées par déssableur- déshuileur :

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension) [4]

C'est-à-dire :

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

➤ **Les matières minérales éliminées :**

déssableur- déshuileur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$\text{MMe} = \text{MM} \times 0.7$$

➤ **Les matières minérales à la sortie de déssableur- déshuileur :**

$$\text{MMs} = \text{MM} - \text{MMe}$$

➤ **Les MES à la sortie de déssableur- déshuileur :**

$$\text{MESs} = \text{MMs} + \text{MVS}$$

➤ **Le DCO élimine par le déssableur- déshuileur :**

Le déssableur- déshuileur élimine 80% la de graisse, et la graisse représente 35% de la DCO des eaux usées. [4]

$$\text{DCOe} = 0,28 \times \text{DCO}$$

➤ **Le DCO à la sortie de déssableur- déshuileur :**

$$\text{DCOs} = \text{DCO} - \text{DCOe}$$

On résume les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Les résultats de dimensionnement d'un dessableur-déshuileur

Les paramètres	Résultats	
	2034	2054
Horizon		
Le débit de pointe à temps pluviale (m ³ /j)	22313.8	24854.6
Le débit de pointe à temps pluviale (m ³ /h)	929.74	1035.61
Le volume (m ³)	155	172.6
Section horizontale (m ²)	62	69

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La profondeur (m)	2.5	2.5
La longueur (m)	25	25
La largeur (m)	2.5	2.76
Temps séjour Ts (min)	10	10
Le volume d'air à insuffler dans le dessableur (m ³ d'air/h)	1394.6	1553.4
La charge en MES à l'entrée de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	1275.68	1437.09
La charge en MVS contenues dans les MES (Kg/j)	892.98	1005.96
La charge en MM contenues dans les MES (Kg/j)	382.70	431.13
La charge en MM éliminées (Kg/j)	267.89	301.79
La charge en MM à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	114.81	129.34
La charge en MES à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	1007.79	1135.30
La charge en DCO à l'entrée de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	3343.46	3766.5
La charge en DCO éliminées (Kg/j)	936.17	1054.62
La charge de DCO à la sortie de dessableur-déshuilleur (Kg/j)	2407.29	2711.88

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2034 et de 2053 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2054

IV.3.2 Le traitement secondaire :

Le traitement biologique, hautement adaptable à l'épuration des eaux usées urbaines, est réalisé après les étapes de dégrillage et de dessablage-déshuilage.

Ce processus reproduit de manière approximative l'épuration naturelle observée dans les cours d'eau. Il repose sur l'activation des boues par des microorganismes épurateurs, d'où son appellation d'épuration biologique par boues activées.

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.1 Le bassin biologique :

IV.3.2.1.1 Le Rendement d'élimination :

Donné par :

$$R = \frac{\text{DBO5entrée} - \text{DBO5sortie}}{\text{DBO5entrée}} \times 100 = 91.96 \%$$

Donc :

Le Bassin biologique à faible charge

Donc on est en face d'un traitement des boues activées à faible charge, caractérisé par les paramètres suivants :

- « Une charge massique : $0,1 < C_m < 0,25$ (Kg DBO5 / Kg MVS /j)
- On prend une charge massique : $C_m = 0,2$ Kg DBO5 / Kg MVS/j)
- Une charge volumique : $0,3 < C_v < 0,7$ (Kg DBO5/j/m³)
- On Prend une charge volumique : $C_v = 0,5$ Kg DBO5/j/m³ » [4]

IV.3.2.1.2 L'élimination des polluantes :

Les polluants éliminer dans le bassin biologique sont :

a) L'élimination de (DBO₅) :

- La charge de (DBO₅) à l'entrée (L₀) :

$$L_0 = C_0 \times Q_{\text{moy j}} \text{ (Kg/j)}$$

- La charge de (DBO₅) à la sortie (L_f) :

$$L_f = C_f \times Q_{\text{moy j}} \text{ (Kg/j)}$$

Avec:

$$C_f = 30 \text{ mg/l}$$

- La charge de (DBO₅) éliminée (L_e) :

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Les résultats de Les charges polluantes (DBO₅)

Les paramètres	Résultats	
	2034	2054
Horizon		
La charge polluante à l'entrée (Kg/j)	1485.72	1673.71
La charge polluante à la sortie (Kg/j)	119.45	134.57

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La charge polluante éliminée (Kg/j)	1366.26	1539.14
--	---------	---------

b) Déphosphatation :

Le traitement de phosphore a pour but d'atteindre une concentration en phosphore dans l'eau traitée inférieure ou égale à 2 mg/L [4]

Les opérations se déroulent en deux étapes :

1 - Déphosphatation biologique :

Le temps de séjour varie entre 4 et 6 heures pour une élimination de 55% à 60% du phosphore [16]

La quantité de phosphore éliminée et la teneur résiduelle peuvent être déterminées à partir de la relation suivante :

- La charge en P éliminées biologiquement :

$$P \text{ éliminés} = P \text{ entrés} \times 0.55 \text{ (Kg/j)}$$

Avec :

$P_{\text{entrés}}$: La charge en P à l'entrée de Bassin d'anaérobie

- La charge de P résiduelle :

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

- La concentration de P résiduelle :

$$[P \text{ résiduelle}] = \frac{P \text{ résiduels}}{Q_{\text{moy j}}} \text{ (Kg/j)}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Les résultats d'élimination biologique du phosphore

Les paramètres	Résultats	
	2034	2054
Horizon		
La charge en P à l'entrée de Bassin d'anaérobie (Kg/j)	63.47	71.50
La charge en P éliminées biologiquement (Kg/j)	34.91	39.33
La charge de P résiduelle (Kg/j)	28.56	32.17
La concentration de P résiduelle (mg / L)	7.17	7.17

Remarque :

Après une déphosphatation biologique, le niveau de phosphore dans le bassin biologique ne parvient pas à atteindre le niveau souhaité dans l'eau traitée, avec une concentration résiduelle de phosphore supérieure à 2 (mg/L).

Par conséquent, une déphosphatation chimique complémentaire est proposée.

2 - Déphosphatation chimique :

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

$$L_{P \text{ à précipiter}} = L_{P \text{ résiduelle}} - L_{P \text{ rejet /norme}} \text{ (Kg/j)}$$

$$L_{P \text{ rejet/norme}} = [P \text{ rejet/norme}] \times Q_{\text{moy j}} \text{ (Kg/j)}$$

Avec :

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

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

$[P_{\text{rejet/norme}}]$: concentration du phosphore tolérée dans l'eau traitée 2 (mg / L)

➤ Produits de la déphosphatation chimiquement :

- Le réactif utilisé est : chloro-sulfate ferrique sous forme liqueur Clairtan (FeClSO_4)
- Fe^{3+} représente 200 (g / L)

➤ Théoriquement le ratio molaire :

$$\frac{\text{Fe}}{\text{P}} = 1$$

Ce qui veut dire une mole de Fe éliminer une mole de P, Mais puisqu'il y a des réactions parasites on utilise :

$$\frac{\text{Fe}}{\text{P}} = 1.2$$

➤ La quantité de Fe nécessaire pour la déphosphatation :

$$\frac{L_{\text{Fe nécessaire}}}{L_{P \text{ à précipiter}}} = 1,2 \times \frac{M_{\text{Fe}}}{M_{\text{P}}} \text{ (kg/j)}$$

Avec :

M_{Fe} : la masse moléculaire de Fe égale à 56

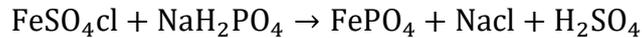
M_{P} : la masse moléculaire de P égale à 31

➤ La quantité nécessaire de clairtan est donnée par :

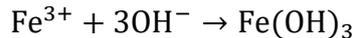
$$\text{Quantité de Clairtan} = \frac{L_{\text{Fe nécessaire}}}{0,200} \quad (\text{L/j})$$

3 - Production de boues :

- La réaction de déphosphatation :



- La réaction parasite :



Seul FePO_4 et $\text{Fe}(\text{OH})_3$ vont former les boues

- Calcule de phosphore éliminé sous forme de FePO_4 :

Donnée par :

$$\frac{L_{\text{FePO}_4}}{P_{\text{à précipiter}}} = 1 \times \frac{M_{\text{FePO}_4}}{M_P} \quad (\text{Kg/j})$$

Avec :

M_{FePO_4} : la masse moléculaire de FePO_4 égale à 151

M_P : la masse moléculaire de P égale à 31

- Calcule du Fe utilisé dans FePO_4 :

$$\frac{L_{\text{Fe utilisé dans FePO}_4}}{P_{\text{à précipiter}}} = 1 \times \frac{M_{\text{Fe}}}{M_P} \quad (\text{Kg/j})$$

Avec :

M_{Fe} : la masse moléculaire de Fe égale à 56

M_P : la masse moléculaire de P égale à 31

- Calcule du Fe restant qui va former $\text{Fe}(\text{OH})_3$:

$$\text{Fe restant pour former Fe}(\text{OH})_3 = \text{Fe nécessaire} - \text{Fe utilisé dans FePO}_4 \quad (\text{Kg/j})$$

- Calcule de $\text{Fe}(\text{OH})_3$ Formé :

$$\frac{L_{\text{Fe}(\text{OH})_3}}{L_{\text{Fe restant pour former Fe}(\text{OH})_3}} = 1 \times \frac{M_{\text{Fe}(\text{OH})_3}}{M_{\text{Fe}}} \quad (\text{Kg/j})$$

Avec :

M_{Fe} : la masse moléculaire de Fe égale à 56

$M_{\text{Fe}(\text{OH})_3}$: la masse moléculaire de $\text{Fe}(\text{OH})_3$ égale à 107

- $\text{Fe}(\text{OH})_3$ qui forme des boues :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Dont 25% partent dans l'effluent :

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

➤ Quantités des boues chimiques produites à base de phosphore :

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Les résultats d'élimination chimique du phosphore

Les paramètres	Résultats	
	2034	2054
Horizon		
La quantité du phosphore tolérée dans l'eau traitée (Kg / j)	7.96	8.97
La quantité de phosphore à précipiter chimiquement (Kg / j)	20.60	23.20
La quantité de Fe nécessaire pour la déphosphatation (Kg / j)	44.65	50.29
La quantité nécessaire de clartan (L / j)	223.24	251.45
La quantité de FePO ⁻⁴ Formé (Kg / j)	100.32	113.00
La quantité de Fe utilisé dans FePO ₄ (Kg / j)	37.21	41.91
La quantité de Fe restant qui va former Fe (OH) ⁻³ (Kg / j)	7.44	8.38
La quantité de Fe (OH) ⁻³ Formé (Kg / j)	14.22	16.01
La quantité de Fe (OH) ⁻³ qui forme des boues (Kg / j)	10.66	12.01
La quantité des boues chimiques produites à base de phosphore (Kg / j)	111	125

c) L'élimination de nitrate :

Cela passe par deux étapes :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

1 - Nitrification :

Est donnée par :

$$N \text{ à nitrifier} = NTK_{\text{entrée}} - N_{\text{opr}} - N_{\text{ass}} - NH_4 \text{ rejet (kg/j)}$$

Avec :

$NTK_{\text{entrée}}$: charge d'azote kjeldahl apportée par l'eau brute (kg/j).

N_{opr} : masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) (kg/j) ;

N_{osr} : masse d'azote organique soluble réfractaire (rejeté) (kg/j) ;

$N_{\text{osr}} = N_{\text{opr}} = 2\%$ du NK entrée (kg/j).

N_{ass} : masse d'azote assimilée par les bactéries(kg/j).

$N_{\text{ass}} = 5\%$ du flux de DBO5 entrant (kg/j).

NH_4 rejet : masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée (kg/j)

2 - Dénitrification :

Est donnée par :

$$N \text{ à dénitrifier} = N \text{ à nitrifier} - NO_3 \text{ rejet (kg/j)}$$

Avec :

N_{NO_3} rejet : charge d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, d'une concentration de 30 mg/L

d) La quantité et la concentration des boues dans le bassin :

Est donnée par :

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

Et

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Les résultats d'élimination de nitrate

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2034	2054
Les boues (MVS) dans le bassin		
La masse de boues dans le bassin (Xa) (kg/j)	7428.59	8368.53

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Concentration de boues dans le bassin [Xa] (kg/j)	2.50	2.50
Masse d'azote à nitrifier		
NTK entrée (kg/j)	221.51	249.53
N opr (kg/j)	4.43	4.99
N assimilé (kg/j)	68.31	76.96
N NH ₄ rejet (kg/j)	7.96	8.97
N à nitrifier (kg/j)	140.80	158.61
Masse d'azote à dénitrifier		
N NO ₃ rejet (kg/j)	119.45	134.57
N à dénitrifier (kg/j)	21.35	24.05

IV.3.2.1.3 Dimensionnement du bassin biologique :

Ses dimensions sont :

a) Le volume du bassin biologique :

Donné par :

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

Avec :

C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j).

L₀ : Charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

c) La Surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$Sh = \frac{V}{H}$$

Avec :

H : La hauteur du bassin (Elle varie entre 3 et 5 m) On prend : H = 5 m

d) La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u = \frac{Sh}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

e) La longueur :

$$L = l \times 2$$

$$Sh_u = l \times L$$

Alors :

$$L = \sqrt{2 \times Sh_u}$$

f) La largeur :

Donné par :

$$l = \frac{L}{2}$$

g) Calcul du temps de séjour :

➤ Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{\text{moy h}}}$$

➤ Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{\text{pts}}}$$

➤ Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{\text{ptp}}}$$

IV.3.2.1.4 Dimensionnement du bassin d'anaérobie :

Ses dimensions sont :

a) Le volume du bassin anaérobie :

Donné par :

$$V = Q_{\text{moyen total}} \times T_s$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

$$\text{Débit moyen total} = \text{Débit moyen} + \text{Débit recirculé moyen}$$

$$T_s = 4 \text{ h}$$

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

c) Surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$S_h = \frac{V_b}{H}$$

Avec :

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

d) La surface utile :

Donné par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N}$$

Avec : N : nombre des bassins 3

e) La largeur :

Donné par :

$$\text{La largeur du bassin d'anaérobie} = \text{La largeur du Bassin biologique}$$

f) La longueur :

On a :

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

Alors :

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

IV.3.2.1.5 Dimensionnement du bassin d'anoxie :

Ses dimensions sont :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a) Le volume du bassin :

Le calcul du volume du bassin est effectué à partir de la relation suivante :

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

Avec :

V_a : cinétique de dénitrification ; $V_a = 2,7$ (g de N NO₃ /Kg de MVS/h) [4]

[MVS] : concentration des boues activées dans le bassin en (kg/m³)

$N_{\text{à nitrifier}}$: quantité d'azote à nitrifier (kg/j)

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

c) La surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$S_h = \frac{V_b}{H}$$

Avec :

$H = 5$ m

d) La surface utile :

Donné par :

$$S_{hu} = \frac{S_h}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

e) La largeur :

Donné par :

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

f) La longueur :

On a :

$$Sh_u = l \times L$$

Alors :

$$L = \frac{Sh_u}{l}$$

IV.3.2.1.6 Dimensionnement du bassin d'aération :

Ses dimensions sont :

a) Le volume du bassin d'aération :

Est donné par la relation suivante :

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

b) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

c) La Surface horizontale du bassin :

Donné par :

$$Sh = \frac{V_b}{H}$$

Avec :

H = 5 m

d) La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u = \frac{Sh}{N}$$

Avec :

N : nombre des bassins 3

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a) La largeur :

Donné par :

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

b) La longueur :

On a :

$$Shu = l \times L$$

Alors :

$$L = \frac{Shu}{l}$$

Remarque :

A l'horizon 2054, nous conservons les 3 bassins créés (l'horizon 2034) et nous ajoutons un bassin d'extension dont la taille est calculée selon la relation suivante :

Le volume utile du bassin d'extension = Le volume du bassin (A l'horizon 2054) - Le volume du bassin (A l'horizon 2034)

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Les résultats de dimensionnement de répartition du Bassin biologique

Les paramètres	Résultats		
Horizon	2034	2054	
			Extension
Bassin biologique			
Rendement d'élimination (%)	91.96	/	91.96
Le volume du bassin (m ³)	2971.43	3347.41	375.98
Le volume utile (m ³)	990.48	/	375.98
La hauteur du bassin (m)	5.00	/	5.00
Surface horizontale (m ²)	594.29	/	75.20
La surface utile (m ²)	198.10	/	75.20
La largeur (m)	9.95	/	6.13

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

La longueur (m)	19.9	/	12.26
temps de séjour Pour Q_{moy} h (h)	17.91	/	17.91
temps de séjour Pour Q_{ptp} (h)	3.20	/	3.23
temps de séjour Pour Q_{pts} (h)	9.59	/	9.70
Bassin d'anaérobie			
Le volume du bassin (m ³)	663.63	747.60	83.97
Le volume utile (m ³)	221.21	/	83.97
La hauteur du bassin (m)	5.00	/	5.00
Surface horizontale (m ²)	132.73	/	16.79
La surface utile (m ²)	44.24	/	16.79
La largeur (m)	9.95	/	6.13
La longueur (m)	4.45	/	2.74
Le bassin d'anoxie			
Le volume du bassin (m ³)	869.13	979.10	109.97
Temps de séjour Pour Q_{moy} h	5.24	/	5.90
Le volume utile (m ³)	289.71	/	109.97
La hauteur du bassin (m)	5.00	/	5.00
Surface horizontale (m ²)	173.83	/	21.99
La surface utile (m ²)	57.94	/	21.99
La largeur (m)	9.95	/	6.13
La longueur (m)	5.82	/	3.59
Le bassin d'aération			
Le volume du bassin (m ³)	1438.68	1620.71	182.04
Le volume utile (m ³)	479.56	/	182.04
La hauteur du bassin (m)	5.00	/	5.00
Surface horizontale (m ²)	287.74	/	36.41
La surface utile (m ²)	95.91	/	36.41
La largeur (m)	9.95	/	6.13
La longueur (m)	9.64	/	5.94

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.1.7 Les besoins en oxygène :

Les besoins en oxygène dans un bassin d'aération sont cruciaux pour le bon fonctionnement du processus de traitement des eaux usées.

a) Le besoin théorique en O₂ :

Donné par : [16]

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

Avec :

q_{O_2} : La quantité théorique d'oxygène (Kg/j)

Le : La quantité DBO₅ à éliminer (Kg/j) dans le bassin d'aération.

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

a' : La quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 Kg de DBO₅ (Voir Tableau IV.15)

b' : La quantité d'oxygène nécessaire à la respiration endogène de 1Kg de MVS de boues par jour (Voir Tableau IV.15)

N_{nit} : quantité d'azote à nitrifier

$N_{dénit}$: quantité d'azote à dénitrifier

Tableau IV.15 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'

	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0.52	0.57	0.60	0.64
b' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0.11	0.08	0.07	0.07

On prend :

Les valeurs de a' et b' pour Faible charge $a' = 0.60$ et $b' = 0.07$

- La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2/24} = \frac{q_{O_2/j}}{24} \text{ (Kg O}_2\text{/h)}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin :

$$q_{O_2/m^3.j} = \frac{q_{O_2/j}}{V} \text{ (Kg O}_2\text{/m}^3\text{ j)}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire en temps diurne ($t_d=16h$) :

$$q_{O_2p} = \left(\frac{a'Le}{T_d} \right) + \left(\frac{b'X_a}{24} \right) \text{ (Kg O}_2\text{/h)}$$

b) Le besoin réel en pointe en oxygène :

Dans la pratique, la transmission de l'air atmosphérique vers l'eau purifiée est entravée par la présence de matières en suspension (MES) et d'agents tensio-actifs dans les eaux usées.

La transition des conditions théoriques aux conditions réelles est réalisée en utilisant des coefficients correcteurs.

Donné par :

$$q_{O_2} \text{ réel} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \times \beta} \text{ (kg O}_2\text{/h)}$$

Avec :

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

On prend :

$$\alpha = \beta = 0,8 \text{ [16]}$$

IV.3.2.1.8 Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

L'aération mécanique de surface dans un bassin d'aération est une méthode couramment utilisée pour fournir l'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour le traitement des eaux usées. Ces dispositifs créent des bulles d'air qui se dissolvent dans l'eau, augmentant ainsi la concentration d'oxygène dissous.

a) Calcul de la puissance de l'aérateur (En) :

On a adopté un système d'aération mécanique de surface, dont l'apport spécifique en oxygène varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/KWh. [16]

La puissance de l'aération nécessaire est donnée par :

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

Avec :

E_n : puissance de l'aérateur nécessaire (kg O₂/ kwh)

q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance ; $E_a = 1.5 \text{ kg O}_2\text{/kwh}$

b) La puissance de brassage :

La puissance spécifique absorbé P_a pour les aérateurs de surface est $P_a = 80 \text{ W/m}^2$ [16]

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h \times P_a$$

Avec :

S_h : la surface horizontale du bassin d'aération

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Pa : puissance spécifique absorbé Pa =80 W/m²

c) Calcul de nombre d'aérateur dans le bassin d'aération :

Donné par :

$$Na = \frac{En}{Eb}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Les résultats de dimensionnement de Système d'aération

Besoin en oxygène		
Horizon	2034	2054
Besoins théoriques en O2 (m3/j)	1922.38	2165.61
Besoins horaires en oxygène (m3/h)	80.10	90.23
Quantité d'oxygène nécessaire par m3 du bassin (m3)	1.34	1.34
Besoin d'oxygène nécessaire en temps diurne (m3/j)	72.90	82.13
Besoin réel en pointe en oxygène (m3/j)	113.91	128.32
Système d'aération		
Puissance de l'aération nécessaire (KW)	75.94	85.55
Puissance de brassage (KW)	23.02	25.93
Nombre d'aérateurs	3	4

IV.3.2.2 Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

Nous choisissons un décanteur circulaire, équipé d'un pont racleur en surface et au fond, qui dirige les boues vers un puisard. De là, les boues sont reprises pour être recyclées et la fraction excédentaire est extraite.

« Le temps de séjour dans le décanteur est de 1,5 à 2 heures

Hauteur du décanteur H = (3÷5) m. » [4]

On Prend :

Ts = 1.8 h

H = 3 m

IV.3.2.2.1 Le volume :

Donné par :

$$V = Ts \times Q \text{ ptp}$$

Avec :

Ts : Le temps de séjour dans le décanteur 1.8 heures

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.2.2.2 Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

Avec :

N : nombre des décanteurs secondaire 3

IV.3.2.2.3 La surface horizontale du décanteur :

Donné par :

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}}$$

Avec :

Vasc : vitesse ascensionnelle égale à de 1.2 m/h [16]

IV.3.2.2.4 La surface utile :

Donné par :

$$Sh_u = \frac{Sh}{N}$$

Avec :

N : nombre des décanteurs secondaire 3

IV.3.2.2.5 Calcul de rayon :

Donné par :

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Les résultats de dimensionnement de Clarificateur

Les paramètres	Résultats		
	2034	2054	Extension
Clarificateur			
Le volume (m ³)	1673.54	1864.10	190.56

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Le volume utile (m³)	557.85	/	190.56
La hauteur (m)	3.00	/	3.00
Surface horizontale (m²)	557.85	/	63.52
La surface utile (m²)	185.95	/	63.52
Calcul de rayon (m)	7.69	/	4.50
Temps de séjour Pour Q_{tp}(h)	1.80	/	1.80

IV.3.2.3 Les charges et les concentrations à la sortie de Traitement secondaire :

Les pourcentages d'élimination :

- DBO5 91.96 %
- « DCO 80 %
- MES 90 % » [16]

On résume les calculs dans les tableaux suivant :

➤ Pour Les charges :

Tableau IV.18 : Les charges à la sortie de Traitement secondaire

La charge de DBO5 à l'entrée dans le bassin Kg/j	1485.72
La charge de DBO5 éliminé dans le bassin Kg/j	1366.26
La charge de DBO5 à la sortie du bassin Kg/j	119.45
La charge de MES à l'entrée dans le bassin Kg/j	1135.30
La charge de MES éliminé dans le bassin Kg/j	1021.80
La charge de MES à la sortie du bassin Kg/j	113.52
La charge de DCO à l'entrée dans le bassin Kg/j	2711.88
La charge de DCO éliminé dans le bassin Kg/j	2169.50
La charge de DCO à la sortie du bassin Kg/j	542.38

➤ Pour Les concentrations :

Tableau IV.19 : Les concentrations à la sortie de Traitement secondaire

	MES	DBO5	DCO
Les normes de réutilisation (mg/l)	30	30	120
Les concentrations à la sortie (mg/l)	25.3	30	120.9

Remarque :

La concentration des polluants après traitement secondaire est compatible avec Les normes de réutilisation.

IV.3.3 Le traitement tertiaire :

Le traitement tertiaire est un traitement de finition pour réduire d'avantage les teneurs des matières en suspension, du phosphore ou de microorganisme, il vise à améliorer la qualité de l'eau épurée en vue de leur rejet dans le milieu naturel ou de leur réutilisation.

A cet effet, un filtre à sable et une désinfection UV peuvent être préconisée.

IV.3.3.1 Le filtre à sable :

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

Un filtre à sable gravitaire est retenu, avec les critères de conception suivants :

- « Epaisseur de la couche filtrante comprise entre 0,7 à 1,5 m
- Une taille effective des matériaux filtrante de 0,4 mm à 1,2 mm selon le degré de traitement désiré et la qualité d'eau de rejet
- La hauteur d'eau suffisante pour la percolation comprise entre 0,8 à 2 m
- La vitesse de filtration courante est de 2 à 10 m/h
- Hauteur de filtre doit tenir compte de l'épaisseur du filtre, de la hauteur d'eau et du support du filtre sur lequel repose et elle est comprise entre (3 – 4) m » [16]

On choisit :

Epaisseur de filtre = 1.0 m

Hauteur d'eau = 1 m

Vitesse de filtration = 8 m/h

Hauteur de filtre = 3 m

IV.3.3.1.1 La surface horizontale :

Donné par :

$$S_h = \frac{Q_{\text{moy}} - Q_{\text{b excès}}}{\text{vitesse de filtration}}$$

Avec :

Vitesse de filtration = 8 m/h

IV.3.3.1.2 Le volume du bassin :

Donné par :

$$V = S_h \times H$$

Avec :

Hauteur de filtre = 3 m

IV.3.3.1.3 Le temp de séjour Pour Q_{moy} :

Donné par :

$$T_s = \frac{Q_{\text{moy}} - Q_{\text{b excès}}}{V}$$

IV.3.3.1.4 Les pertes de charge :

Pour calculer les pertes de charges on utilisera la formule d'Ergun :

$$\Delta P = \left(\frac{150 * (1 - \varepsilon)^2 * v * \mu}{\varepsilon^3 * d_p^2} + \frac{1.75 * (1 - \varepsilon) * v^2 * \rho}{\varepsilon^3 * d_p} \right) \times H \quad (\text{Pa})$$

Avec :

ΔP : Perte de charge (m)

H : Hauteur du lit (m)

V : Vitesse de filtration (m/s)

d_p : Diamètre moyen des particules (m)

ρ : Masse volumique du fluide (kg/m³)

μ : Viscosité dynamique d'eau à 20°C (Pa.s)

ε : Porosité initiale du lit

On prend :

H = 3 m

v = 0.0022 m/s

d_p = 0.001 m

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.001 \text{ Pa.s}$$

$$\varepsilon = 0.4$$

$$1 \text{ m} = 9.81 \times 10^3 \text{ Pa}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Les résultats de dimensionnement de Filtre à sable rapide

Les paramètres	Résultats	
	2034	2054
Filtre à sable rapide		
Q moy (m ³ / h)	165.91	186.90
Q b excès (m ³ / h)	3.91	4.40
Vitesse de filtration (m / h)	8.00	8.00
Surface horizontale (m ²)	20.25	22.81
Hauteur de filtre (m)	3.00	3.00
Les pertes de charge (m)	0.59	0.59
Volume de filtre (m ³)	60.75	68.44
Temps de séjour Pour Qmoy h (min)	22.5	22.5
Calcul de rayon (m)	2.54	2.69

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2034 et de 2053 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2054

IV.3.3.2 La désinfection par ultra-violet :

Pour garantir une désinfection adéquate, il est essentiel de dimensionner correctement le système de

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

désinfection par UV en fonction des spécificités de notre station d'épuration à Babar.

IV.3.3.2.1 Le débit d'eau usée traitée :

Donné par :

$$Q \text{ traitée} = Q \text{ moy j} - Q \text{ b excès}$$

IV.3.3.2.2 Évaluer la qualité de l'eau usée :

L'eau usée contient des bactéries pathogènes nécessitant une dose de désinfection que nous allons calculer :

$$\text{Dose UV (en mJ/cm}^2\text{)} = \frac{Q \text{ traitée (L/min)} \times \text{Temps d'exposition (en minutes)} \times 10}{\text{Transmittance (\%)}}$$

Avec :

« Transmittance : 80 %

Temps d'exposition : 1 minute » [17]

IV.3.3.2.3 Calculer l'intensité UV nécessaire :

Donné par :

$$\text{Intensité UV (mW/cm}^2\text{)} = \frac{\text{Dose de désinfection (mJ/cm}^2\text{)}}{\text{Temps de contact (secondes)}}$$

Avec :

Temps de contact : 1 minute [17]

IV.3.3.2.4 Dimensionnement du réacteur :

Ses dimensions sont :

a) La Surface du réacteur :

Donné par :

$$\text{Surface du réacteur UV (m}^2\text{)} = \frac{Q \text{ traitée (L/h)}}{\text{Intensité UV (mW/cm}^2\text{)} \times \text{Transmission} \times 10000}$$

Avec :

Supposons une transmission UV de l'eau usée de 80%.

b) Le volume du réacteur :

Donné par :

$$\text{Volume (m}^3\text{)} = \text{Surface du réacteur (m}^2\text{)} \times \text{Hauteur du réacteur (m)}$$

Avec :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Hauteur du réacteur : valeur typique de 1,5 m [17]

c) La longueur :

On a :

$$L = l \times 2$$

$$Shu = l \times L$$

Alors :

$$L = \sqrt{2 \times Shu}$$

d) La largeur :

Donné par :

$$l = \frac{L}{2}$$

IV.3.3.2.5 Calculez le temps de rétention :

Donné par :

$$\text{Temps de rétention (min)} = \frac{\text{Volume du réacteur (m}^3) \times 60}{Q \text{ traitée (m}^3/\text{h)}}$$

IV.3.3.2.6 Capacité de désinfection par lampe :

$$\text{Capacité de désinfection par lampe} = \text{Puissance des lampes UV} \times \text{Transmission UV}$$

Avec :

La puissance nominale va de 0.4kW à 7.0kW [17]

On choisit :

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

IV.3.3.2.7 Calcul du débit d'eau traité par chaque lampe :

Donné par :

$$\text{Débit d'eau traité par lampe (m}^3/\text{h)} = \frac{\text{Capacité de désinfection par lampe (mJ/s)} \times 0.0036}{\text{Dose de désinfection requise (mJ/cm}^2)}$$

IV.3.3.2.8 Calcul du nombre de lampes nécessaires :

Donné par :

$$\text{Nombre de lampes} = \frac{Q \text{ traitée (m}^3/\text{h)}}{\text{Débit d'eau traité par lampe (m}^3/\text{h)}}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Les résultats de Calcul de désinfection par ultra-violet

Les paramètres	Résultats		
	2034	2054	Extension
Désinfection par ultra-violet			
Q traitée	162.00	182.49	/
Dose UV (en mJ/cm²)	337.49	380.20	/
Intensité UV (mW/cm²)	5.62	6.34	/
Surface du réacteur UV (m²)	3.60	3.60	/
Volume du réacteur (m³)	5.40	5.40	/
Hauteur du réacteur (m)	1.50	1.50	/
Longueur (m)	2.68	2.68	/
Largeur (m)	1.34	1.34	/
Capacité de désinfection par lampe (mJ/s)	1600000.00	1600000.00	/
Débit d'eau traité par lampe (m³/h)	17.07	15.15	/
Nombre de lampes	10	12	2

IV.3.4 Traitement des boues :

Le traitement des boues est une étape cruciale dans le processus de traitement des eaux usées. Voici une vue d'ensemble des principales étapes impliquées :

IV.3.4.1 Bilan de boues :

Le bilan de boues est une analyse permettant de quantifier la production, le recyclage et l'extraction des boues dans un système de traitement des eaux.

Voici comment réaliser un bilan de boues :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.4.1.1 Calcul de la quantité des boues en excès :

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

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

Avec :

« X_{\min} : représente les boues minérales (30% MES)

X_{dur} : désigne les boues difficiles à biodégrader (connues sous le nom de matières dures), qui représentent généralement entre 0,3 et 0,35 % de MVS

L_e : quantité de DBO5 à éliminer (kg/j)

X_a : masse totale de MVS dans le bassin (kg).

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

a_m : est le coefficient de rendement cellulaire (exprimé en g de cellules formées par g de DBO5 éliminée).

b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. » [4]

Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b généralement adoptées pour les boues activées sont les suivantes :

Tableau IV.22 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b

Paramètre	Fortecharge	Moyennecharge	Faiblecharge	Aérationprolongée
am	0,5	0,53	0,55	0,60
b	0,06	0,055	0,05	0,07

IV.3.4.1.2 Quantité totale de boues en excès :

Donné par :

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

IV.3.4.1.3 Indice de Mohlman :

Il indique la bonne décantabilité des boues, C'est le volume occupé par un gramme de boue après 30 minutes de décantation. Généralement, la capacité de décantation des boues est satisfaisante dans une plage de pour :

$$\ll 80 < I_m < 150$$

Si $I_m \sim 80$: la décantation est excellente mais le pompage des boues est difficile

Si $I_m \sim 150$: la décantation est très lente. » [16]

On prend : $I_m = 120$ ml/g

IV.3.4.1.4 Concentration de boues en excès :

Donné par :

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

Avec :

X_m : concentration de boues en excès (Kg/m³)

I_m : indice de Mohlman.

IV.3.4.1.5 Le débit de boues en excès :

Donné par :

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

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès (Kg/m³)

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

IV.3.4.1.6 Débit spécifique par m³de bassin :

Donné par :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X_t}{V} \text{ (Kg/m}^3\text{/j)}$$

Avec :

V : volume total du bassin biologique (m³)

IV.3.4.1.7 Les boues recyclées :

Afin de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, d'optimiser l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur, une partie des boues est recyclée dans le bassin d'aération.

IV.3.4.1.8 Taux de recyclage :

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent. [4]

Le taux de recyclage est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

X_a : concentration des boues dans le bassin

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

X_m : concentration de boues en excès (Kg/m³)

IV.3.4.1.9 Le débit des boues recyclées :

Donné par :

$$Q_r = r \times Q_{\text{moy } j}$$

IV.3.4.1.10 Age des boues dans l'aérateur :

Donné par :

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

Avec :

X_a : concentration des boues dans le bassin

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.23 : Les résultats de calcul des boues dans le bassin biologique

Bilan de boues		
Horizon	2034	2054
Quantité des boues en excès ΔX_2 (Kg/j)	827.44	932.14
Quantités des boues chimiques produites à base de phosphore ΔX_1 (Kg/j)	110.99	125.01
Quantité des boues en excès total ΔX (Kg/j)	938.43	1057.15
Concentration de boues en excès X_m (Kg/m ³)	10.00	10.00
Débit de boues en excès Q_{bex} (m ³ /j)	93.84	105.72
Débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	0.32	0.32
Taux de recyclage r	33.33	33.33
Débit des boues recyclées Q_r (m ³ /j)	1327.26	1495.19
Age des boues A_b (j)	7.92	7.92

IV.3.4.2 Dimensionnement des ouvrages de Traitement des boues :

Ses dimensions sont :

IV.3.4.2.1 Épaisseur à gravité circulaire :

L'épaisseur à gravité circulaire fonctionne selon le principe de la décantation gravitaire, où les particules solides en suspension dans les boues se déposent au fond du réservoir sous l'effet de la gravité, tandis que le surnageant (eau clarifiée) est évacué en surface.

a) Débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur :

Nous prenons 5 j de traitement de boues par semaine :

$$Q_{\text{excès}} = Q\Delta X_t \times \frac{7}{5}$$

b) Le volume de l'épaisseur :

Donné par :

$$V = V_{\text{cylin}} + V_{\text{cône}}$$

1 - Le volume cylindrique :

Donné par :

$$V_{\text{cylin}} = Q_{\text{excès}} \times T_s$$

Avec :

T_s : Temps de séjour $T_s = 2$ à 10 j,

On prend :

$T_s = 3$ j

2 - Le volume du cône :

Donné par :

$$V_{\text{cône}} = \frac{H}{3} \times \frac{\pi D^2}{4}$$

Avec :

$$H_{\text{cône}} = 0.3 \times r$$

c) Le volume utile :

Donné par :

$$V_u = \frac{V}{N}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Avec :

N : nombre d'épaississeurs 2

d) Surface de l'épaississeur :

Donné par :

$$Sh = \frac{V}{H}$$

Avec :

H : Hauteur de l'ouvrage H = 3 à 4 m,

On prend :

H = 3 m

e) La surface utile :

Donné par :

$$Shu = \frac{Sh}{N}$$

Avec :

N : nombre d'épaississeurs 2

f) Calcul de rayon :

Donné par :

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

g) Calcul du débit des boues épaissies :

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 kg / m³. [4]

$$Q \text{ épaissi} = \frac{Q \text{ excès}}{C_{be}}$$

On prend :

C_{be} = 90 kg / m³

On résume les calculs dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.24 : Les résultats de dimensionnement d'épaississeur

Les paramètres	Résultats		
Horizon	2034	2054	Extension
Épaississeur			
Boues issues du décanteur secondaire (Kg / j)	1313.8	1480	/
Débit journalier de boues entrant (m3 / j)	131.38	148	/
Le volume (m3)	424.15	481	59.86
Le volume utile (m3)	197.10	/	59.86
La hauteur (m)	3	/	3
Surface horizontale (m2)	131.40	/	19.95
La surface utile (m2)	65.70	/	19.95
Rayon (m)	4.57	/	2.5
Débit journalier des boues épaissies (m3 / j)	14.60	16.44	/

IV.3.4.2.1 Stabilisation aérobie :

Aussi appelée digestion, la matière organique est éliminée à cette étape soit par digestion aérobie, ou digestion anaérobie, ou par stabilisation chimique (ajout de chaux pour arrêter la fermentation des boues).

a) Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage :

Donné par :

$$Q_{b \text{ ent}} = Q_{\text{épaissi}}$$

b) Le volume de Stabilisation aérobie :

Donné par :

$$V = Q_{b \text{ ent}} \times T_s$$

Avec :

T_s : Temps de séjour, ($T_s = 25j$)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

c) Surface de Stabilisation aérobie :

Donné par :

$$S = \frac{V}{H}$$

Avec :

La hauteur H varie entre 3 et 4 m

On prend : H= 3m.

d) Calcul de rayon :

Donné par :

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.25 : Les résultats de Calcul de Stabilisation aérobie

Les paramètres	Résultats	
Horizon	2034	2054
Stabilisation aérobie		
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (m3/ j)	14.60	16.44
Le volume de Stabilisation aérobie (m3)	365	411
Surface de Stabilisation aérobie (m2)	121.67	137
Rayon (m)	6.22	6.6

Remarque :

La différence entre les dimensions de 2034 et de 2053 n'est pas importante, Nous construisons l'installation avec les dimensions de 2054

IV.3.4.2.2 Lits de séchages

Pour calculer le volume de lit de séchage nous avons basés sur les critères de conception suivante :

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

« e : épaisseur maximale des boues comprise entre 20 à 30 cm,

L : longueur du bassin est comprise entre 20 à 30 m,

l : largeur du bassin est comprise entre 6 à 8 m. » [16]

a) Le volume de boues épandues sur chaque lit :

Donné par :

$$V_{\text{lit}} = L \times l \times e$$

On prend :

$$L = 25 \text{ m}$$

$$l = 8 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

b) Volume des boues épandues par lit et par an :

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

$$V/\text{an} = 12 \times V_{\text{lit}}$$

c) Volume journalier des boues à extraire est :

Donné par :

$$V_{\text{B extraites}} = Q_{\text{épaissi}}$$

Avec :

$Q_{\text{épaissi}}$: débit des boues épaissies (m^3 / j)

d) Volume des boues à sécher par an :

Donné par :

$$V_{\text{bas}} = 365 \times V_{\text{B extraites}}$$

e) Nombre de lits nécessaires :

Donné par :

$$N = \frac{V_{\text{bas}}}{V/\text{an}}$$

f) Surface nécessaire :

Donné par :

$$S = S_0 \times N$$

Avec : S_0 : la surface du lit de séchage telle que ; ($S_0 = L \times l$)

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.26 : Les résultats de Calcul de lit de séchage

Les paramètres	Résultats		
	Horizon	2034	2054
Lit de séchage			
Le volume de boues épanchées sur chaque lit (m3)	50	50	50
Volume des boues épanchées par lit et par an (m3 / an)	600	600	600
Volume journalier des boues à extraire (m3)	14.6	16.44	1.84
Volume des boues à sécher par an (m3)	5328.21	6002.26	674
Nombre de lits nécessaires (m)	9	/	1
La surface du chaque lit de séchage (m2)	200	/	200
Surface nécessaire (m2)	1800	/	200

IV.3.4.2.3 Aire de stockage :

Pour 3 mois de stockage :

a) Le volume pour 3 mois de production :

Donné par :

$$V_{as} = \frac{\text{Production des boues}}{S_{moy}} \times T_s$$

Avec:

$$T_s = 91.5$$

$$S_{moy} = 110 \text{ kg/m}^3 [4]$$

$$H = 4 \text{ m}$$

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration

b) Surface de Aire de stockage (Sh) :

Donné par :

$$Sh = \frac{V}{H}$$

c) Calcul de rayon :

Donné par :

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

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau IV.27 : Les résultats de dimensionnement de Aire de stockage

Les paramètres	Résultats
Horizon	2054
Aire de stockage	
Le volume (m3)	879.35
La hauteur (m)	4
Surface horizontale (m2)	220
Rayon (m)	8.4

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné avec précision les différents ouvrages de la station d'épuration de Babar pour répondre aux besoins projetés jusqu'à l'horizon 2054. Les calculs effectués indiquent que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (10 ha) est suffisante pour l'implantation des ouvrages nécessaires et les ouvrages de l'extension, pour les deux horizons (2034 et 2054).

Tous les ouvrages ont été dimensionnés de manière à garantir une épuration efficace des eaux usées, conformément aux normes de rejet dans le milieu naturel. De plus, la qualité attendue de l'effluent traité permet des possibilités de réutilisation, qui seront abordées dans le chapitre suivant.

Chapitre V :

Calcul hydraulique

V.1 Introduction :

Les ouvrages de la chaîne d'épuration sont reliés par des collecteurs (conduites), dont le dimensionnement est traité dans ce chapitre. Cela permet de tracer le profil hydraulique de la station, afin de déterminer les niveaux d'eau dans les ouvrages et la ligne piézométrique tout au long de la station.

V.2 Déversoir d'orage :

Un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur.

C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'assainissement d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval. [5]

V.2.1 Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

V.2.1.1 Déversoirs d'orage à seuil frontal

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction, Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement. [5]

V.2.1.2 Déversoirs d'orage à seuil latéral

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place. [5]

V.2.1.3 Déversoirs d'orage avec ouverture du radier

Dans ce type de déversoir d'orage, le débit de temps sec et de « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. [5]

V.2.1.4 Déversoir d'orage à double seuil latéral

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette transitant le débit de temps sec et de « petite pluie » est suspendue dans la longueur de la chambre. [5]

Il s'agit de cas bien particuliers, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes.

V.2.2 Dimensionnement des diamètres des collecteurs :

On a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration :

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

$$Q_{\text{ptp}} = 0,288 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit acheminé vers l'oued (le débit pluvial) :

$$Q_{\text{pl}} = 1.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_{\text{v}} = Q_{\text{ptp}} + Q_{\text{pl}}$$

V.2.2.1 A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2054 :

$$Q_{\text{v}} = 1,958 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad I = 1.8 \%$$

- D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

$$D_e = 1000 \text{ mm (Diamètre à l'entrée du déversoir)}$$

$$Q_{\text{ps}} = 2.92 \text{ m}^3/\text{s (Débit à pleine section)}$$

$$V_{\text{ps}} = 3.72 \text{ m/s (Vitesse à pleine section)}$$

- Avec les paramètres hydrauliques :

$$r_Q = Q_{\text{v}} / Q_{\text{ps}} = 0.67 \quad (\text{Rapport des débits})$$

$$r_H = H_e / D_e = 0.66 \Rightarrow H_e = 0.66 \times 1000 = 660 \text{ mm (Hauteur de remplissage)}$$

$$r_v = V / V_{\text{ps}} = 1.02 \Rightarrow V = 1.02 \times 3.72 = 3.79 \text{ m/s (Vitesse)}$$

V.2.2.2 A l'aval du déversoir (vers la station) :

$$Q_{\text{ptp}} = 0,288 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad I = 2 \%$$

- D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

$$D_s = 500 \text{ mm} .$$

$$Q_{\text{ps}} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$V_{\text{ps}} = 1.78 \text{ m/s} .$$

- Avec les paramètres hydrauliques :

$$r_Q = Q_{\text{ptp}} / Q_{\text{ps}} = 0.82 \quad (\text{Rapport des débits})$$

$$r_H = H_s / D_s = 0,75 \Rightarrow H = 0,75 \times 500 = 375 \text{ mm (Hauteur de remplissage)}$$

$$r_v = V / V_{\text{ps}} = 1,05 \Rightarrow V = 1,05 \times 1.78 = 1.869 \text{ m/s (Vitesse)}$$

V.2.2.3 A l'aval du déversoir (vers le milieu naturel) :

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{pl}} = 1.67 \text{ m}^3/\text{s} ; \quad I = 1.2 \%$$

- D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

$$D_s = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{ps}} = 2.394 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$V_{\text{ps}} = 3.050 \text{ m/s} .$$

- Avec les paramètres hydrauliques :

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

$$rQ = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0.70 \quad (\text{Rapport des débits})$$

$$rH = H / D_e = 0,68 \Rightarrow H = 0,68 \times 1000 = 680 \text{ mm} \quad (\text{Hauteur de remplissage})$$

$$rv = V / V_{ps} = 1,054 \Rightarrow V = 1,054 \times 3.05 = 3.215 \text{ m/s} \quad (\text{Vitesse})$$

V.2.3 Dimensionnement du déversoir d'orage :

Ses dimensions sont :

V.2.3.1 Calcul de la hauteur du seuil :

$$D_{\text{amont}} = 1000 \text{ mm}$$

$$Rq = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0.288 / 2.92 = 0.099 \Rightarrow Rh = 0.18$$

$$H_s = Rh \times D_{\text{amont}} = 180 \text{ mm}$$

V.2.3.1 Calcul de la hauteur du déversée :

$$\text{La hauteur d'entrée } H_e = 660 \text{ mm}$$

$$\text{La hauteur de seuil } H_s = 180 \text{ mm}$$

La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_{\text{dev}} = \frac{(H_e - H_s)}{2}$$

$$H_{\text{dev}} = (695 - 180) / 2 = 258 \text{ mm}$$

V.2.3.2 La longueur du seuil déversant :

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{u \times H_{\text{dev}} \times \sqrt{2g \times H_{\text{dev}}}}$$

Avec :

u : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $u = 0,4$.

g : L'accélération de la pesanteur (9,81 m2/s).

$$L = 7.2 \text{ m}$$

V.3 Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

V.3.1 Calcul des Longueurs et les diamètres des conduites reliant les ouvrages :

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

V.3.1.1 Les pertes de charge

L'expression des pertes de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C_{PA} - C_{PB}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q: débit en m³/s

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite (mm)

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{PA} : côte du plan d'eau au point A (m)

C_{PB} : côte du plan d'eau au point B (m).

V.3.1.2 Les longueurs des conduites :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charge singulière :

$$L_{eq} = 1,15 \times L_{réelle}$$

V.3.1.3 Les diamètres des conduites :

Le diamètre est donné par cette formule :

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

Avec :

« K = 0,001052.

m = 4,774.

β = 1,77. » [5]

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

Tableau V.1 : Les résultats des calculs des longueurs et des diamètres des conduites reliant les ouvrages

Ouvrages	L réelle (m)	L _{éq}	Diamètre (mm)	Diamètre normalisé (mm)
Dessableur-déshuileur- l'Ouvrage de répartition N01	63.7	73.255	0.280	400
l'Ouvrage de répartition N01 - Bassin d'aération 01	48.9	56.235	0.285	315
l'Ouvrage de répartition N01 - Bassin d'aération 02	8.7	10.005	0.199	315
l'Ouvrage de répartition N01 - Bassin d'aération 03	27.8	31.97	0.249	315
l'Ouvrage de répartition N01 - Bassin d'aération 04	105.8	121.67	0.335	400
Bassin d'aération 01 - l'Ouvrage de répartition N02	32.8	37.72	0.273	315
Bassin d'aération 02 - l'Ouvrage de répartition N02	27.5	31.625	0.263	315
Bassin d'aération 03 - l'Ouvrage de répartition N02	32.5	37.375	0.272	315
Bassin d'aération 04 - l'Ouvrage de répartition N02	95	109.25	0.343	400
l'Ouvrage de répartition N02 - Décanteur secondaire 01	48	55.2	0.315	315
L'Ouvrage de répartition N02 - Décanteur secondaire 02	56	64.4	0.324	400
L'Ouvrage de répartition N02 - Décanteur secondaire 03	39.5	45.425	0.302	315
L'Ouvrage de répartition N02 - Décanteur secondaire 04	102	117.3	0.368	400
Décanteur secondaire 01 - Filtre à sable rapide	146.5	168.475	0.386	400
Décanteur secondaire 02 - Filtre à sable rapide	70.5	81.075	0.375	400

Décanteur secondaire 03 - Filtre à sable rapide	73	83.95	0.359	400
Décanteur secondaire 04 - Filtre à sable rapide	92	105.8	0.389	400
Filtre à sable rapide - Réacteur UV	43	49.45	0.368	400
Réacteur UV – Réservoir de stockage	82.5	94.875	0.388	400
Réservoir de stockage - L'oued	255.5	293.8	0.597	630

V.3.2 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les côtes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$\frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + H_{1-2}$$

Avec :

$\frac{P_2}{W}$ et $\frac{P_1}{W}$: énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$\frac{V_1^2}{2g}$ et $\frac{V_2^2}{2g}$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 cotes des points (1) et (2).

H : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

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

$$\frac{P_1}{W} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose :

$$\frac{P_1}{W} = H_1 \quad \text{et} \quad \frac{P_2}{W} = H_2$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

Avec :

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: côte piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: côte piézométrique au point (2).

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2}$$

V.3.2.1 Côte piézométrique du dégrilleur

On a

Z_d = côte terrain du radier

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

La hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 1 \text{ m}$

Alors :

$$C_{pd} = Z_d + H_d$$

V.3.2.2 Côte piézométrique du dessableur – déshuileur

La hauteur d'eau dans le dessableur –déshuileur est de $H_{d-d} = 2 \text{ m}$

$$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d}$$

$$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{pd-d} = Z_{d-d} + H_{d-d}$$

V.3.2.3 Côte piézométrique de l'Ouvrage de répartition N01

La hauteur d'eau dans l'ouvrage de répartition est de $H_{r1} = 1.2 \text{ m}$

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{r1} + Z_{r1}$$

$$Z_{r1} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{r1} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{p r1} = Z_{r1} + H_{r1}$$

V.3.2.4 Côte piézométrique du bassin d'aération

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4 \text{ m}$

$$H_{r1} + Z_{r1} = H_{BA} + Z_{BA}$$

$$Z_{BA} = H_{r1} + Z_{r1} - H_{BA} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{pBA} = Z_{BA} + H_{BA}$$

V.3.2.5 Côte piézométrique de l'Ouvrage de répartition N02

La hauteur d'eau dans l'ouvrage de répartition est de $H_{r2} = 1.2 \text{ m}$

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{r2} + Z_{r2}$$

$$Z_{r2} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{r2} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{p r2} = Z_{r2} + H_{r2}$$

V.3.2.6 Côte piézométrique du décanteur secondaire

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 3 \text{ m}$

$$H_{r2} + Z_{r2} = H_{dII} + Z_{dII}$$

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

$$Z_{dII} = H_{r2} + Z_{r2} - H_{dII} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{pdII} = Z_{dII} + H_{dII}$$

V.3.2.7 Côte piézométrique du filtre à sable

La hauteur d'eau dans le filtre à sable est de $H_{fs} = 3 \text{ m}$

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{fs} + Z_{fs}$$

$$Z_{fs} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{fs} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{pfs} = Z_{fs} + H_{fs}$$

V.3.2.8 Côte piézométrique du Réacteur UV

La hauteur d'eau dans le bassin désinfection est de $H_{UV} = 1.5 \text{ m}$

$$H_{fs} + Z_{fs} = H_{uv} + Z_{uv}$$

$$Z_{uv} = H_{fs} + Z_{fs} - H_{uv} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{puv} = Z_{uv} + H_{uv}$$

V.3.2.1 Côte piézométrique de réservoir de stockage :

La hauteur d'eau dans le bassin désinfection est de $H_{r.s} = 5 \text{ m}$

$$H_{uv} + Z_{uv} = H_{r.s} + Z_{r.s}$$

$$Z_{r.s} = H_{uv} + Z_{uv} - H_{r.s} - \Delta H$$

Alors :

$$C_{pr.s} = Z_{r.s} + H_{r.s}$$

Tableau V.2 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur	1033.2	1036.11	1	1036.80
Dessableur-déshuileur	1033.7	1031.9	2	1036.42
L'Ouvrage de répartition N01	1033.5	1029	5	1034.55

CHAPITRE V : Calcul hydraulique

Bassin d'aération 01	1032.3	1028.8	4	1033.98
Bassin d'aération 02	1032.9	1028.8	4	1033.87
Bassin d'aération 03	1032.9	1028.8	4	1033.80
Bassin d'aération 04	1032.9	1028.8	4	1033.72
L'Ouvrage de répartition N02	1031.6	1029.5	3.5	1032.90
Décanteur secondaire 01	1030.8	1026.1	3	1031.7
Décanteur secondaire 02	1030.8	1026.1	3	1031.7
Décanteur secondaire 03	1031.4	1026.7	3	1031.7
Décanteur secondaire 04	1030.7	1026	3	1031.7
Filtre à sable rapide	1029.7	1031.2	3	1033.2
Réacteur UV	1029.7	1027.2	1.5	1029.30
Réservoir de stockage	1025	1021	4	1024.8

V.4 Conclusion :

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre a permis de déterminer les altitudes du terrain naturel pour les différents ouvrages de la station, d'évaluer les dimensions des conduites reliant ces ouvrages (longueur, diamètre et vitesses), ainsi que de calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques à divers points du système.

Chapitre VI :
Estimation des besoins
et choix de culture

VI.1 Introduction :

La pratique de la réutilisation des eaux usées a une longue histoire. Au cours du XIX^e siècle, de nombreuses villes en Amérique du Nord et en Europe ont opté pour l'irrigation des cultures comme solution pour se débarrasser de leurs eaux usées. La principale motivation était de prévenir la pollution des cours d'eau plutôt que d'améliorer la production agricole.

La pratique de réutiliser l'eau usée urbaine n'est pas récente. Avec l'accroissement de la demande en eau, liée à l'augmentation de la population et à l'amélioration des conditions de vie, la réutilisation de l'eau usée prend de plus en plus d'importance dans la planification et le développement des sources d'approvisionnement en eau supplémentaires.

VI.2 Définition la réutilisation des eaux usées traitées (REUE) :

La Réutilisation des Eaux Usées Épurées (REUE) englobe deux concepts interdépendants : d'abord, le traitement des eaux usées, suivi de leur réutilisation effective. La REUE implique la récupération directe des eaux usées traitées, éventuellement une nouvelle étape de traitement, puis leur utilisation pour divers besoins. [18]

VI.3 Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées (REUE) :

Les principaux domaines de réutilisation des eaux usées :

VI.3.1 La REUE urbaine :

« Les utilisations possibles d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses, et il en existe de multiples exemples à travers le monde. Ces projets concernent.

- L'arrosage de parcs, de terrains de sport, de terrains de golf, d'aires de jeux.
- Les bassins d'agrément, piscines, bassins pour la pêche et la navigation de plaisance.
- Les eaux des sanitaires d'un immeuble ou d'un groupe d'immeubles.
- Le lavage de voirie, réservoirs anti-incendie, etc. » [18]

VI.3.2 La REUE industrielle :

Des nombreuses entreprises disposent de leurs propres stations d'épuration pour traiter les effluents spéciaux générés par leurs processus industriels. Ces effluents sont souvent produits dans des quantités importantes et peuvent contenir des contaminants spécifiques liés aux activités industrielles. La réutilisation des eaux usées traitées (REUE) industrielle peut être une option intéressante dans divers secteurs, notamment dans l'industrie de l'énergie, les circuits de refroidissement, les laveries industrielles, les stations de lavage de voitures, l'industrie papetière, la production d'acier, de textiles, d'électronique, de semi-conducteurs, etc. [18]

VI.3.3 La recharge de nappe :

Ce mode de réutilisation a lieu essentiellement dans des zones arides qui doivent faire face à des problèmes d'assèchement de nappes, ou dans des zones côtières où les nappes sont envahies par l'eau de mer.

VI.3.4 La REUE agricole :

L'utilisation agricole des eaux épurées comme moyen de conservation des ressources a été l'une des premières stratégies adoptées pour développer les projets de Réutilisation des Eaux Usées Épurées (REUE). En particulier pour l'irrigation, les avantages vont bien au-delà de la simple préservation de l'environnement et des ressources en eau. En effet, les eaux usées épurées contiennent des nutriments tels que l'azote, le phosphore et le potassium, ainsi que des oligo-éléments comme le fer, le cuivre, le manganèse et le zinc, qui sont bénéfiques pour les cultures et peuvent augmenter considérablement les rendements.

L'utilisation des eaux usées comme substitut aux coûteux engrais chimiques présente un avantage économique évident pour les agriculteurs. Ressources en sol et ressources en eau :

Le sol constitue la base fondamentale de toute production agricole, servant de support pour les plantes ainsi que de réserve d'eau et de nutriments. Par conséquent, il est crucial de bien comprendre sa structure et sa formation afin de sélectionner judicieusement les cultures adaptées à notre périmètre et de gérer efficacement l'irrigation.

VI.4 Ressources en sol :

Le sol est de type argilo-limoneux avec les caractéristiques suivantes :

Tableau VI.1 : les caractéristiques hydrodynamiques des sols argilo-limoneux

Paramètre	Valeur moyenne
Texture	Argilo-limoneux
Densité apparente D_a en g/cm^3	1,4
Perméabilité K (mm/h)	8,5
Ph	7,7
Conductivité (mmhos/cm)	0,6
Humidité à la capacité au champ H_{cc} (%)	28
Humidité point de flétrissement H_{pf} (%)	15

SOURCE : DRE KHENCHELA, 2017

VI.5 Etude de la qualité de l'eau d'irrigation

Avant de démarrer tout projet d'aménagement agricole, il est crucial de disposer d'une réserve d'eau suffisante et de bonne qualité pour l'irrigation. Il est donc indispensable de réaliser un diagnostic afin d'identifier les éléments dont l'excès pourrait nuire aux cultures. Les facteurs à vérifier pour évaluer la qualité de l'eau sont les suivants :

- Risque de salinité
- Risque lié au sodium (Degré d'Adsorption du Sodium ou SAR)
- Le pH
- Toxicité

Tableau VI.2 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation

Paramètre	Valeur moyenne
Conductivité en $\mu s / cm$	660
PH	7,9
CL- en mg/l	100
Na+ en mg/l	115
Ca++ en mg/l	100
Mg++ en mg/l	60
K+ en mg/l	14
SO42- en mg/l	500
HCO3- en mg/l	115

Source : ONA KHENCHELA, 2024.

VI.6 Classification des eaux d'irrigation :

Pour évaluer la qualité de l'eau et déterminer son adéquation pour l'irrigation, il est crucial d'examiner deux éléments principaux.

VI.6.1 La concentration totale des sels solubles :

L'eau d'irrigation contient des sels dissous qui favorisent la croissance des plantes, mais à des concentrations trop élevées, certains de ces sels peuvent devenir nuisibles ou toxiques. La classification de l'eau d'irrigation repose sur la quantité de sels qu'elle renferme. Cette quantité est déterminée par la

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

mesure de la conductivité électrique, une propriété liée à la mobilité des ions, mesurée à 25°C et exprimée en mmhos/cm. Une concentration élevée de sels dans l'eau entraîne une conductivité électrique plus élevée. On distingue quatre classes de risque de salinité de l'eau en fonction de sa conductivité électrique.

Tableau VI.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique [19]

Classe	Conductivité électrique CE (mmhos/cm)	Qualité des eaux	cultures
C1	$CE \geq 0.25$	Risque faible de salinité	Pour toutes les cultures
C2	$0.25 \leq CE \leq 0.75$	Risque moyen de salinité	Pour les plantes moyennement tolérantes.
C3	$0.75 \leq CE \leq 2.25$	Risque élevé de salinité	Ne convient qu'à des sols bien drainés et des plantes tolérantes.
C4	$CE > 2.25$	Risque très élevé de salinité	Eau difficilement utilisable

VI.6.2 Le SAR (Sodium Absorption Ration) :

La concentration de sodium dans l'eau est influencée par les concentrations de calcium et de magnésium. Si l'eau est riche en sodium, ce dernier peut se fixer sur le complexe du sol et provoquer une floculation, ce qui affecte négativement les propriétés des sols en les rendant très compacts. Pour évaluer le risque alcalin, on compare donc la concentration des ions Na^+ à celle des ions Ca^{2+} et Mg^{2+} . La relation entre ces trois éléments est exprimée par le rapport d'absorption du sodium (SAR).

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}}$$

Quatre classes de danger d'alcalinisation ont été établies et sont représentées dans ce tableau :

Tableau VI.4 : Risque d'alcalinisation en fonction du SAR [19]

Classe	SAR	Danger d'alcalinisation
S1	$SAR \leq 10$	Risque faible
S2	$10 < SAR \leq 18$	Risque moyen
S3	$18 < SAR \leq 26$	Risque élevé
S4	$SAR > 26$	Risque très élevé

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Dans notre cas :

$$\text{Na}^+ \text{ (m\acute{e}q/l)} = \frac{\text{Na}^+ \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{115 \times 1}{22} = 5.23$$

$$\text{Ca}^{2+} \text{ (m\acute{e}q/l)} = \frac{\text{Ca}^{2+} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{100 \times 2}{40} = 5$$

$$\text{Mg}^{2+} \text{ (m\acute{e}q/l)} = \frac{\text{Mg}^{2+} \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) \times \text{valence}}{\text{masse molaire}} = \frac{60 \times 2}{24} = 5$$

$$\text{SAR} = \frac{3,18}{\sqrt{\frac{5+5}{2}}} = 2.34$$

Dans notre cas :

$$\text{SAR} = 2.34 \quad \text{et} \quad \text{CE} = 660 \mu\text{s/cm},$$

- On classe cette eau dans la classe C2-S1 (eau risque d'alcalinité faible et de salinité moyenne)

VI.7 Calcul de la pluie de projet :

L'analyse des pluies a pour objectif de déterminer les précipitations, tant de courte que de longue durée, susceptibles de provoquer des inondations dans la zone d'étude.

VI.7.1 Répartition de la pluie moyenne annuelle :

Nous disposons d'un ensemble de données sur les pluies mensuelles couvrant la période de 1988 à 2022

Ces précipitations sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Précipitations moyennes mensuelles couvrant la période de 1988 à 2022

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Ann
1988	4	10,2	42,8	16,9	6,7	18,4	24,5	27,9	31,7	43,9	12,8	104	343,9
1989	35	7	12,2	23,9	167	0	70,2	69,4	106	11	2,6	23	528,8
1990	9,9	11,4	66,8	40	5,8	19,3	91,8	55,1	29,9	5,8	33,3	14,3	383,4
1991	16,2	45,5	32	17,2	64,9	23,1	56,7	33	84,7	5,9	23,3	14,6	417,1
1992	45,2	11,9	49,3	52,5	10,5	22,6	48	7,2	20,8	4,4	0	5,4	277,8
1993	15,2	1,8	10,1	31,4	45,9	8,8	48,1	24,6	1,8	1,5	8,6	38,1	235,9
1994	42,4	38,7	5,7	15,8	62,5	1,5	69,9	15	2,8	18,7	23,6	10,8	307,4
1995	42,6	38,3	9,8	19,4	71	154	75	48,7	5,5	24	16,7	5	510,1
1996	23,7	0	2,5	13,7	18,2	3,9	8,6	25,5	11,4	2,4	0	28,9	138,8
1997	47,4	56,3	77,7	61,6	6,8	36,8	48,5	17,5	47,7	24,4	0,5	2,6	427,8

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

1998	15,5	26,6	40,1	25,6	78,5	24,6	11,3	2,8	18,3	9,4	0	0,2	252,9
1999	16,4	6,5	80,3	95,9	12,2	4,4	10	2,5	46,6	23,5	0	5	303,3
2000	31,5	11,3	6,4	5,2	36,7	0	3,2	5,8	29,4	0	2,6	15,5	147,6
2001	69,6	30,8	18,7	13,4	14,1	22,7	34,1	14	31,6	21	12	41,1	323,1
2002	10,4	15,3	88,3	29,6	83,3	45,9	29,1	91,3	16,7	56,7	2,8	0	469,4
2003	86	47,1	22,4	29,7	16,2	8,5	42,8	42	138	51	13,1	37,4	534,5
2004	30,4	5,1	87,7	103	15,7	26	15,6	39,6	7,6	55,2	25,9	1,6	413,7
2005	35,3	12,7	36,9	48,1	67,9	40,3	4,6	45	117	47,6	37,4	16,1	509,8
2006	41,5	21,6	22,3	65	6,2	26,3	72,2	63,6	27,6	3,3	0,6	43,7	393,9
2007	96,6	27,2	8,6	46,3	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	443,5
2008	66,4	41,3	9,1	29	85,9	12,9	55,8	78,5	27,2	1,8	10	21,9	439,8
2009	65,3	9,9	3,6	12	42,9	24,7	19,9	23,8	32,3	30,5	34	9,1	308
2010	2,6	55,7	2,8	1,8	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	320,6
2011	36,9	130	19,7	19,5	17,1	43,1	41,2	47,5	17,7	5,1	25,1	37,4	441
2012	113	61,7	13	22,9	22,8	25,5	110	16,3	0	31	0	41,6	458
2013	81,6	66,8	159	60,8	24	43	30,3	0,8	63	16,4	68,6	76,1	235,2
2014	84,7	9	54	26,9	53,9	46,9	94,9	147	56,9	23,5	5,4	22,5	626,2
2015	2,6	55,7	2,8	2,8	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	325,6
2016	73,5	16,5	12,7	14	14,1	47,4	84,2	48,7	70,4	5,2	0	0	386,7
2017	113	61,7	13	22,9	22,8	25,5	110	16,3	0	31	0	41,6	470
2018	95,3	12,7	36,9	48,1	67,9	40,3	4,6	45	117	47,6	37,4	16,1	568,9
2019	21,5	21,6	22,3	65.80	12	20,2	61,2	59,4	29,4	4,3	1,6	0	253,5
2020	66,6	27,2	8,6	46,3	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	413,5
2021	69,2	31,3	8,1	39	65,9	16,9	45,8	88,5	17,2	0,8	14	11,9	408,6
2022	68,3	12,8	4,3	19	48,3	33,9	24,3	21,3	38,3	37,2	47	11,2	365,9
Moy	47,87	29,69	31,16	33.86	37,29	28,51	43,05	41,19	41,93	20,94	17,73	23,48	382,41

Source : DRE KHENCHELA,2024

VI.7.2 Test de d'homogénéisation de Mood :

Il est crucial de vérifier l'homogénéité des données avant d'effectuer tout ajustement statistique. Pour évaluer l'homogénéité de la série pluviométrique, on utilise le test de Mood. Cette méthode de vérification repose sur le procédé suivant :

Considérons un échantillon x_1, x_2, \dots, x_n ; une constante telle que 50 % des x_i sont inférieurs à m et le reste sont supérieurs. Remplaçons ensuite la série de valeurs non ordonnées par une séquence de signes :

(+) pour les $x_i > m$

(-) pour les $x_i < m$

Calculons N_s et T_s avec :

N_s : nombre total de séries de + ou de - dans la série initiale

T_s : taille de la plus grande série de + ou de - au-dessus de la médiane dans la série initiale,

➤ Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N + 1})$$

$$T_s < 3,3 \times [\log^{10}(N + 1)]$$

Si les conditions du test sont remplies, on peut conclure que la série à analyser est homogène.

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : Test de la médiane de la série pluviométrique

Opération	Résultat
médiane	393.9
N_s	35.0
N_s (-) cond	12.3
N_s (+) cond	23.7
T_s	4.0
T_s cond	5.1

Selon les résultats du Tableau VI.6, la condition de Mood est respectée, ce qui indique que la série pluviométrique de 1988 à 2022 est homogène.

VI.7.3 Ajustement des pluies annuelles :

La loi d'ajustement la plus couramment utilisée pour la précipitation annuelle est la suivante :

➤ Loi normale

Cette loi de probabilité continue dépend de deux paramètres :

son espérance μ et son écart type σ . Dans le cas de la loi de Galton, ces paramètres sont remplacés par $\log(\mu, \sigma)$.

Pour les calculs, j'ai utilisé le logiciel HYFRAN.

La figure suivante représente les résultats obtenus à partir du logiciel HYFRAN :

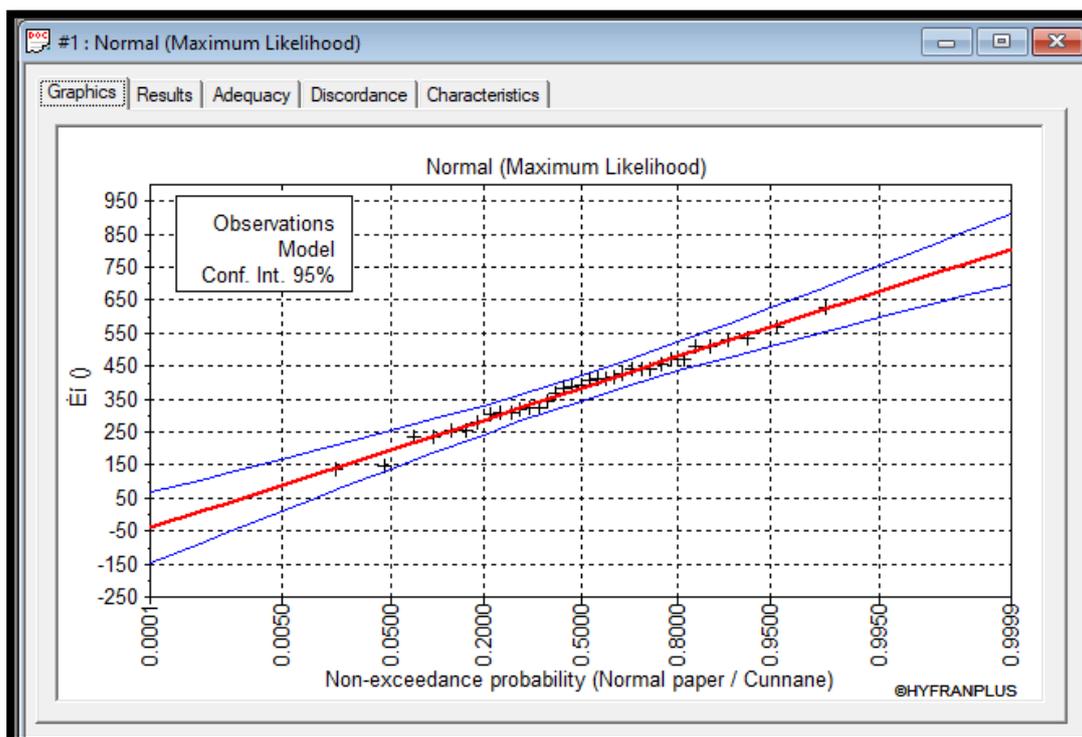


Figure VI.1 : Ajustement des pluies annuelles aux loi de Gauss

VI.7.4 Test de validité d’un ajustement :

Après ajustement des données par la loi, il convient de comparer l'adéquation de cette loi afin d'adopter le meilleur ajustement.

Dans notre cas, nous avons a utilisé le teste de Khi carré χ^2 . La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

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

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau VI.7 : Test de validité d’ajustement

Loi normale
$\chi^2_{\text{calculé}} = 5$
Degrés de liberté = 5
$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$

VI.7.5 Classification du climat :

VI.7.5.1 La courbes Ombrothermique (Diagramme de Bagnouls et Gaussen) :

C'est une courbe pour but d'évaluer la durée et l'intensité de la saison sèche au cours de l'année. Elle basé sur la formule

$$P=2T+^{\circ}\text{C}$$

La courbe des températures passe au-dessus de celles des précipitations pendant les mois secs, alors que pour les mois humides, la courbe des précipitations passe au-dessus de la courbe des températures.

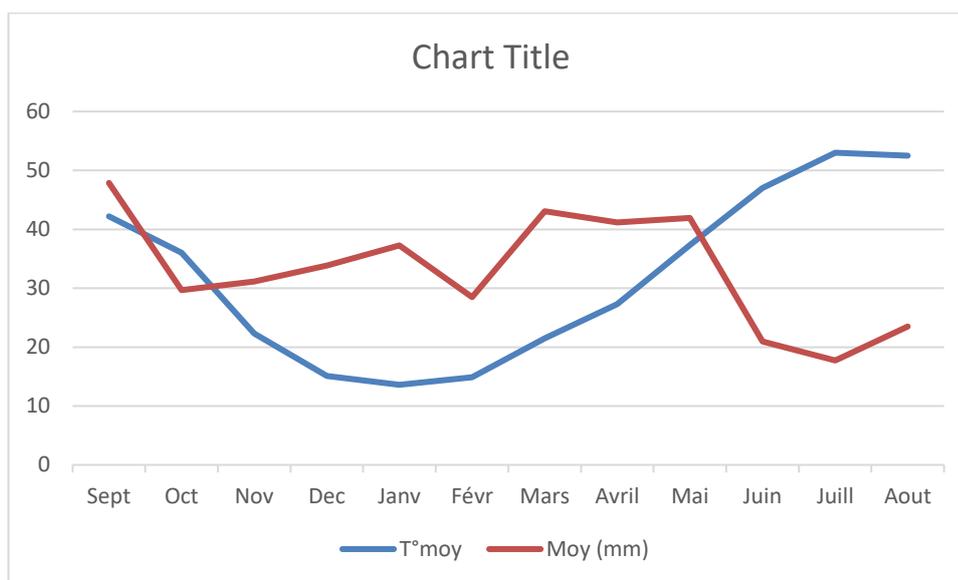


Figure VI.2 : Diagramme ombrothermique de la zone d'étude

D'après le diagramme :

- La période humide : s'étend du début Octobre à la fin du mois de Mai.
- La période sèche : occupant les autres mois de l'année (Juin, Juillet, Aout et Septembre).

VI.7.6 Détermination de l'année de calcul :

Nous la considérons pour estimer la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région.

Tableau VI.8 : Résultat de l'ajustement

T	q	Xt	Intervalle de confiance
2	0.5	382	345 - 420
1.25	0.2	287	243 - 331

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

$$P_{\text{moy } 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{P_{\text{théorique}(80\%)\text{annuelle}}}{P_{\text{théorique}(50\%)\text{annuelle}}}$$

$$\frac{P_{\text{théorique}(80\%)\text{annuelle}}}{P_{\text{théorique}(50\%)\text{annuelle}}} = \frac{287}{382} = 0.75$$

Les pluies mensuelles de projet sont calculées comme suit :

Tableau VI.9 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq= 80%)

Mois	sep	oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy (mm/mois)	47.87	29.69	31.16	33.86	37.29	28.51	43.05	41.19	41.93	20.94	17.73	23.48
Pmoy80% (mm/mois)	35.90	22.27	23.37	25.39	27.97	21.39	32.28	30.90	31.45	15.71	13.30	17.61

VI.8 Besoin en eau de culture :

Les besoins en eau sont déterminés comme le volume nécessaire à fournir par l'irrigation afin de compenser le déficit de la pluviométrie.

VI.8.1 Détermination de l'évapotranspiration (ETP) :

Les besoins en eau, également connus sous le nom de déficit hydrique, correspondent à la différence entre l'évapotranspiration réelle (ETR) d'une culture spécifique et les précipitations efficaces (Peff). Pour évaluer ces besoins dans le périmètre, nous utilisons le calcul des besoins spécifiques de chaque culture, tel que défini dans le calendrier agronomique.

Cette approche nous permet de mesurer précisément les besoins en eau de chaque culture en prenant en compte les conditions climatiques et les précipitations.

Il existe plusieurs méthodes Pour le calcul de l'évapotranspiration de référence (Nous utilisons la Formule Modifiée de Penman_Monteith)

$$ET0 = \frac{0,408\Delta(Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0,34u_2)}$$

Avec :

ET0 : évapotranspiration de référence [mm jour-1],

Rn : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m-2 jour-1],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m-2 jour-1],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u2 : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s-1],

es : pression de vapeur saturante [kPa],

ea : pression de vapeur réelle [kPa],

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

es-ea : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

Δ : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],

γ : constante psychrométrique [kPa °C-1].

Les résultats de l'évapotranspiration de référence (ET0), calculés avec le logiciel CROPWAT 8.0 en utilisant la formule de Penman-Monteith modifiée, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Evapotranspiration de référence ET0

Mois	Température Moy	Humidité	Vitesse du vent	Insolation	Rayonnement	ET0
	C°	%	m/s	Heure	MJ /m2 /jour	Mm/mois
Janvier	6.0	75	3.7	6.1	10.1	40.04
Février	7.5	69	4.0	6.0	10.2	51.41
Mars	10.8	65	4.0	7.2	14.4	83.79
Avril	13.7	65	4.5	7.9	15.2	105.62
Mai	18.6	60	3.9	8.8	19.1	146.75
Juin	23.5	60	3.5	9.5	25.3	169.62
Juillet	26.5	58	3.4	10	25.7	196.56
Aout	26.3	58	3.3	9.6	26.1	187.48
Septembre	21.1	60	3.1	8.8	19.3	135.04
Octobre	18	60	3.0	7.4	15	105.19
Novembre	11.2	67	3.8	6.3	11.1	64.60
Décembre	7.5	75	3.8	5.8	9.7	42.13
Moyenne	15.9	64	3.7	7.8	15.1	1328.23

VI.8.2 L'évapotranspiration maximale (ETM) :

S'obtient par :

$$ETM = ET0 \times Kc$$

Avec :

ET0 : représente l'évapotranspiration standard (de référence)

Kc : le coefficient cultural.

VI.8.3 Le coefficient culturaux Kc :

Les valeurs du coefficient culturel (Kc) pour chaque culture ont été déterminées en prenant en compte divers facteurs, tels que le stade de développement de la plante, l'intensité du vent et l'humidité relative moyenne de l'air observée dans notre zone d'étude.

VI.8.4 La réserve facilement utilisable (RFU) :

Ce calcul par la formule suivante :

$$RFU = (hcc - hpf) \times Y \times Da \times Z$$

Avec :

hcc : humidité à la capacité au champ

hpf : humidité au point de flétrissement

Z : profondeur racinaire,

Y : coefficient qui dépend de la nature du sol (on prend $Y=2/3$)

Da : densité apparente du sol ;

Dans notre cas, la réserve en eau du sol du mois $i-1$ est égal à :

$$Rs = K \times RFU$$

Avec :

K : est coefficient =1, ou 1/2, 1/3 ou 0 dans le cas de réserve en eau nulle.

Voici les valeurs de densité apparente en fonction de la texture du sol :

- Sable : 1.65
- Limon-Sableux : 1.50
- Limon : 1.40
- Limon-Argileux : 1.35
- **Argile-Limoneux : 1.30**
- Argile : 1.25

Dans notre cas on a :

- Un sol argilo-limoneux ($Hcc=28\%$ et $Hpf=15$),
- $Z=1500\text{mm}$ pour (pommier, Olivier)
- $Z=1000\text{mm}$ pour la vigne

VI.8.5 Calcul de la pluie efficace :

Il existe diverses méthodes pour estimer les précipitations. Dans le cadre de notre étude, nous avons utilisé la méthode du pourcentage fixe, qui se décrit comme suit :

$$\text{Pluies efficaces} = A \times \text{Pluies totales}$$

Avec :

A : coefficient de pertes généralement égal à 0.8

Le résultat de calcul par cette méthode est donné dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VI.11 : Calcul des pluies efficaces

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Pmoy 80%	35.90	22.27	23.37	25.39	27.97	21.39	32.28	30.90	31.45	15.71	13.30	17.61
Peff	28.72	17.81	18.69	20.31	22.37	17.11	25.83	24.72	25.16	12.56	10.64	14.09

VI.8.6 Calcul des besoins en eau d'irrigation :

Le calcul des besoins en irrigation pour les cultures est effectué en réalisant le bilan hydrique suivant :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RU)$$

Avec :

ETM : est l'évapotranspiration maximale ou besoins des cultures en mm

Kc : le coefficient culturel de la culture considérée.

Peff : est la pluie efficace.

RU : La réserve utile.

Les résultats de calculs des besoins en eaux sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.12 : Calcul des besoins en eau pour le pommier

Mois	Peff (mm)	ET ₀ (mm/mois)	P80% (mm)	Z(m)	RFU (mm)	RS (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Sep	28.72	135.04	35.9	1.5	182	0	0.7	94.53	58.63
Oct	17.82	105.19	22.27	1.5	182	0	0.7	73.63	51.36
Nov	18.70	64.6	23.37	1.5	182	0	0.7	45	21.85
Dec	20.31	42.13	25.39	1.5	182	0	0.7	29	4.10
Jan	22.38	40.04	27.97	1.5	182	0	0.7	28	0.06
Fev	17.11	51.41	21.39	1.5	182	0	0.7	36	14.60
Mars	25.82	83.79	32.28	1.5	182	0	0.8	67	34.75
Avr	24.72	105.62	30.9	1.5	182	0	0.85	90	58.88
Mai	25.16	146.75	31.45	1.5	182	0	0.85	125	93.29
Juin	12.57	169.62	15.71	1.5	182	0	0.7	118.73	103.02
Juill	10.64	196.56	13.3	1.5	182	0	0.7	137.59	124.29
Aout	14.09	187.48	17.61	1.5	182	0	0.7	131.24	113.63

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Tableau VI.13 : Calcul des besoins en eau pour la vigne

Mois	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	P80% (mm)	Z(m)	RFU (mm)	RS (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Sep	28.72	135.04	35.9	1	121.3	0	0.4	94.53	18.12
Oct	17.82	105.19	22.27	1	121.3	0	0.4	73.63	19.81
Nov	18.70	64.6	23.37	1	121.3	0	0.0	45	0.00
Dec	20.31	42.13	25.39	1	121.3	0	0.0	29	0.00
Jan	22.38	40.04	27.97	1	121.3	0	0.0	28	0.00
Fev	17.11	51.41	21.39	1	121.3	0	0.0	36	0.00
Mars	25.82	83.79	32.28	1	121.3	0	0.15	67	0.00
Avr	24.72	105.62	30.9	1	121.3	0	0.45	90	16.63
Mai	25.16	146.75	31.45	1	121.3	0	0.60	125	56.60
Juin	12.57	169.62	15.71	1	121.3	0	0.7	118.73	103.02
Juill	10.64	196.56	13.3	1	121.3	0	0.7	137.59	124.29
Aout	14.09	187.48	17.61	1	121.3	0	0.45	131.24	66.76

Tableau VI.14 : Calcul des besoins en eau pour l'Olivier

Mois	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	P80% (mm)	Z(m)	RFU (mm)	RS (mm)	Kc	ETM (mm)	Bnet (mm)
Sep	28.72	135.04	35.9	1.5	182	0	0.75	94.53	65.38
Oct	17.82	105.19	22.27	1.5	182	0	0.75	73.63	56.62
Nov	18.70	64.6	23.37	1.5	182	0	0.75	45	25.08
Dec	20.31	42.13	25.39	1.5	182	0	0.65	29	1.99
Jan	22.38	40.04	27.97	1.5	182	0	0.65	28	1.94
Fev	17.11	51.41	21.39	1.5	182	0	0.65	36	12.03
Mars	25.82	83.79	32.28	1.5	182	0	0.65	67	22.18
Avr	24.72	105.62	30.9	1.5	182	0	0.65	90	37.75
Mai	25.16	146.75	31.45	1.5	182	0	0.75	125	78.61
Juin	12.57	169.62	15.71	1.5	182	0	0.85	118.73	128.47
Juill	10.64	196.56	13.3	1.5	182	0	0.85	137.59	153.78
Aout	14.09	187.48	17.61	1.5	182	0	0.85	131.24	141.75

VI.9 Le calcul de débit d'irrigation :

On calcule les besoins en eau pour l'assolement suivant :

Tableau VI.15 : Récapitulatif des besoins nets (mm)

Mois	Pommier	La vigne	L'Olivier	Totale
Sept	58.63	18.12	65.38	142.13
Oct	51.36	19.81	56.62	127.79
Nov	21.85	0.00	25.08	46.93
Déc	4.10	0.00	1.99	6.09
Jan	0.06	0.00	1.94	2
Fév	14.60	0.00	12.03	26.63
Mar	34.75	0.00	22.18	56.93
Avr	58.88	16.63	37.75	113.26
Mai	93.29	56.60	78.61	228.5
Jui	103.02	103.02	128.47	334.51
Juill	124.29	124.29	153.78	402.36
Août	113.63	66.76	141.75	322.14

La dose d'irrigation correspond à la quantité d'eau requise pour satisfaire les besoins hydriques des plantes, cette quantité pouvant varier en fonction du système d'irrigation employé dans la zone cultivée.

Vous pouvez utiliser la formule suivante :

$$Q_s = \frac{B_m \times 10 \times 1000}{E \times T \times t \times 3600}$$

Avec :

« B_m : Besoin mensuel maximum net en mm/mois,

T : Durée d'irrigation quotidienne fixée à 22 heures par jour.

t : Nombre de jours d'irrigation dans le mois, exprimé en jours, égal à 30 jours.

E : Coefficient d'efficience global du système d'irrigation, approximativement égal à 0,75 »[15]

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de Juillet :

- B net = 402.36 mm/mois
- Q_s = 2.26 l/s/ha > 1.5 l/s/ha

CHAPITRE VI : Estimation des besoins et choix de culture

Remarque :

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5, il y'a un risque de surdimensionnement des conduites de refoulement ou gravitaire.

Il y a trois méthodes pour estimer le débit spécifique :

- Prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures
- Prendre en considération la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes
- On prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe

Dans notre cas :

On prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante :

- L'olivier en mois de Juillet

Alors :

$$B_{\text{net}} = 153.78 \text{ mm}$$

Donc le débit spécifique corrigé est :

$$Q_s = 0.863 \text{ (l/s/ha)}$$

VI.10 Le Calcul de la superficie à irriguer :

Ce calcul par la formule suivantes :

$$Q_{\text{car}} = Q_s \times S$$

Avec :

Q_s : le débit spécifique de mois de pointe

S : la superficie à irriguer

Q_{car} : le débit caractéristique (le débit de STEP)

Sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : les résultats du Calcul de la superficie à irriguer

Horizon	Q_{car} (L/s)	Q_s (L/s/ha)	S (ha)
2024	233.61	0.863	271
2034	258.26	0.863	300
2054	287.67	0.863	334

VI.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé la nature du sol dans notre région et ses caractéristiques, ainsi que celles des eaux traitées de la station d'épuration des eaux usées de Babar. Après avoir étudié la qualité de ces eaux, les résultats ont montré qu'elles n'ont aucun effet négatif sur les cultures et sont suffisantes pour irriguer une grande superficie de terres agricoles.

Chapitre VII :

Organisation de chantier

VII.1 Introduction :

L'organisation d'un chantier exige un rythme de travail bien structuré et une utilisation optimale des ressources humaines et matérielles pour atteindre des objectifs de rapidité, de qualité et d'économie. Par exemple, pour produire du béton armé, on utilise du ciment, du sable, du gravier et de l'acier, et le prix de vente est fixé avant la fabrication du produit.

L'évaluation précise des coûts et des ressources nécessaires est complexe, car elle repose sur des hypothèses qui seront vérifiées au cours et à la fin du projet. Cette incertitude oblige l'entreprise à ajuster régulièrement ses prévisions tout au long de l'exécution du projet.

L'Organisation de chantier" inclut également l'anticipation des besoins du chantier, ce qui passe par :

- Une analyse approfondie du projet de construction
- La recherche d'optimisations techniques dans les procédés constructifs pour améliorer :
 - La sécurité,
 - Les délais de construction
 - La rentabilité
- La définition des modes opératoires
- L'élaboration d'un plan d'installation de chantier
- L'établissement d'un planning prévisionnel pour l'exécution des travaux

VII.2 Installation d'un chantier :

Ensemble des dispositifs provisoires nécessaires au fonctionnement d'un chantier pendant les travaux (clôture, grues, réseaux, circulations, aires de stockage et de préfabrication, centrale à béton, silo à mortier, cantonnements, etc.). [14]

VII.2.1 Définition d'un chantier :

C'est à la fois le lieu où l'on va construire notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps. [14]

VII.2.2 Rôle de l'installation de chantier :

Il y a 3 rôles principaux :

- Organiser le déroulement des travaux :
 - Assurer une planification efficace des tâches pour une exécution fluide des travaux.
- Ordonner le chantier :
 - Optimiser le temps de travail.
 - Réduire les pertes de matériaux et éviter la redondance des équipements.
 - Améliorer la sécurité pour les personnes et les équipements.

- Améliorer la qualité des travaux réalisés.
- Positionner les éléments :
 - Organiser les déplacements des engins et des véhicules sur le chantier.
 - Assurer un bon emplacement pour les livraisons.
 - Installer les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleur normalisées.

VII.2.3 Moyens des travaux de chantier :

- Ressources humaines.
- Ressources matérielles.
- Équipements de terrassement.
- Équipements de bétonnage.

VII.3 Devis quantitatif et estimatif :

Pour aboutir à une valeur de consommation pouvant être considérée comme représentative, l'établissement du coût d'exploitation se basera sur plusieurs paramètres relevant de l'exploitation à savoir énergie électrique, consommables, maintenance.

De ce fait la maîtrise et la connaissance de ces différents postes est primordiale dans le calcul.

VII.3.1 Le coût des projets :

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée. Ce coût est composé de :

VII.3.1.1 Le coût d'investissement :

Donnée par :

$$C_{Ti} = C_{vrd} + C_{G.C} + C_{éq}$$

Avec :

C_{Ti} : le coût d'investissement.

$C_{G.C}$: le coût de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).

$C_{éq}$: le coût des équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

C_{vrd} : le coût VRD (les voiries et Réseaux divers).

VII.3.1.2 Le coût de fonctionnement :

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.

- Frais financiers et de la main d'œuvre.

VII.3.2 Calcule le Coût d'investissement :

$$C_{Ti} = C_{vrd} + C_{G.C} + C_{\text{éq}}$$

Avec :

C_{vrd} : Le Coût des VRD

$C_{G.C}$: Coût total du génie civil

$C_{\text{éq}}$: Coût des équipements

VII.3.2.1 Coût total du génie civil

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

$$C_{G.C} = C_{\text{terr}} + C_B$$

Avec :

C_{terr} : Le Coût de terrassement

C_B : Le Coût du béton

VII.3.2.1.1 Le Coût de terrassement :

Il se compose de 2 étapes :

a) Le décapage+ Transport des terres :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm.

Le volume de la couche végétale sera calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$V = 0.3 \times S_{hi}$$

Avec :

V : volume de décapage

S_{hi} : surface horizontale de station 100000 m²

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = PU_{\text{déc}} \times V$$

Avec :

$PU_{\text{déc}}$: prix unitaire pour décaper un m³ de terre

V : volume de décapage

b) Déblais + Transport des terres :

Donnée par :

$$C = PU_{D+T} \times V$$

Avec :

PU_{D+T} : prix unitaire pour Creuser et transporter d'un m^3 de terre

V : volume de Déblais

VII.3.2.1.2 Le Coût du béton :

Il se compose de 2 types :

a) Le béton de propreté :

Le Béton de propreté dosé à 150 Kg/m³ de ciment CRS, d'épaisseur 0.10 m tiré à la règle et mis sous les semelles, longrines et radiers de la station.

Donnée par :

$$V_{t_{B,P}} = Sh \times 0.10$$

Avec :

$V_{t_{B,P}}$: Le volume total du béton de propreté pour chaque ouvrage

Sh : La surface horizontale d'ouvrage

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = PU_{B,150} \times V_{t_{B,P}}$$

Avec :

$PU_{b,150}$: le prix unitaire pour un m^3 de béton

b) Le béton armé :

Le volume total du béton armé dosé à 400 Kg/m³ de ciment CRS pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes :

$$V_{t_{B,a}} = V_r + V_m$$

Avec :

V_r : Le volume de radier

V_m : Le volume de mur

➤ Le volume de radier :

$$V_r = Sh \times e_r$$

➤ Le volume de mur :

➤ Pour les murs circulaires :

$$V_m = P \times H \times e_m$$

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

➤ Pour les murs rectangulaires :

$$V_m = [2 \times (L + l) - (4 \times e_m)] \times H \times e_m$$

Avec :

e_m : L'épaisseur du mur $e_m = 0.3$ m

e_r : L'épaisseur du radier $e_r = 0.3$ m

P : périmètre d'ouvrage.

H : Hauteur d'ouvrage.

L : La longueur d'ouvrage.

l : La largeur d'ouvrage.

On calcule le coût de béton armé par la formule suivante :

$$C = PU_{B.400} \times V_{t_{B.a}}$$

Avec :

$PU_{B.400}$: le coût de béton.

c) Enduit étanche :

Exécution d'enduit étanche en mortier de ciment pour imperméabilisation de surface intérieure du bassin. Épaisseur 2 cm.

Donnée par :

$$C = PU_{E.étanche} \times S_{int}$$

Avec :

$PU_{E.étanche}$: Le prix d'un m² de teinture

S_{int} : périmètre intérieur de l'ouvrage.

d) Enduit ordinaire :

Enduit ordinaire sur les murs extérieurs de la station, y compris l'échafaudage, la main d'œuvre et toutes sujétions.

Donnée par :

$$C = PU_{E.ordinaire} \times S_{ext}$$

Avec :

$PU_{E.ordinaire}$: Le prix d'un m² de teinture

S_{ext} : périmètre extérieur de l'ouvrage.

On résume les calculs dans le tableau suivant :

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Les résultats du calcul du volume de béton armé pour chaque ouvrage

Ouvrages	Sh	S int	S ext	Vr (m3)	Vm (m³)	Vt b.a	Vt b.p
Dégrilleur	60	183.33	134.33	18	37	55	12
Déssableur- déshuilleur	69	208	150	20.7	41.7	62.4	13.8
3 Bassin d'aération	594.29	1492.62	909.33	178.29	269.5	447.79	118.86
3 Décanteur secondaire	557.85	992.72	445.87	167.32	130.46	297.82	111.57
2 répartiteurs	28	72	55	8.4	13.2	21.6	5.6
10 chambres	300	948	659	90	194.4	284.4	60
Le réservoir	900	1520	631	270	186	456	180
2 Silo De Stockage	715.5	1253.33	548.83	214.65	161.35	376	143.1
2 Epaississeur	131.4	303.73	183.33	39.42	51.7	91.12	26.28
La stabilisateur	121.67	238.90	128.23	36.51	35.17	71.67	24.34
10 Lits de séchages	1800	2064	275	450	79.2	529.2	360
Aire de stockage	220	431.33	222.33	66	63.34	129.34	44
Total	5497.71	9707.77	4342.06	1559.31	1263.02	2822.33	1099.54

VII.3.2.2 Le Coût des VRD :

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

$$C_{VRD} = C_{G.C} \times 0.25$$

VII.3.2.3 Coût des équipements :

Nous achetons les équipements à l'étranger et leur prix approximatif est indiqué dans la Figure ci-dessous :

Capacité nominale	Prix minimum	Prix moyen	Prix maximum
De 100 à 500 EH	30 000 €	400 000 €	800 000 €
De 600 à 1 000 EH	600 000 €	1 000 000 €	1 400 000 €
De 1 000 à 2 000 EH	500 000 €	1 200 000 €	3 800 000 €
De 2 000 à 3 000 EH	900 000 €	1 500 000 €	2 000 000 €
De 3 000 à 4 000 EH	1 500 000 €	2 250 000 €	3 000 000 €
De 4 000 à 5 000 EH	2 400 000 €	3 000 000 €	3 700 000 €
De 5 000 à 6 000 EH	2 700 000 €	3 400 000 €	4 000 000 €
De 6 000 à 7 000 EH	3 000 000 €	3 800 000 €	4 800 000 €
De 7 000 à 8 000 EH	3 500 000 €	4 500 000 €	5 500 000 €
De 8 000 à 9 000 EH	4 000 000 €	5 000 000 €	6 000 000 €
De 9 000 à 10 000 EH	5 000 000 €	5 500 000 €	6 300 000 €
De 10 000 à 35 000 EH	6 000 000 €	9 000 000 €	12 000 000 €

Figure VII.1 : Les prix approximatifs des équipements pour la (STEP) [20]

Pour notre STEP :

- Le nombre d'équivalent habitant : 37380 EH

Alors :

$$C_{\text{éq}} = 12000000 \text{ EURO}$$

Avec :

$$1 \text{ EURO} = 146.59 \text{ DA (2024.08.10)}$$

Donc :

$$C_{\text{éq}} = 1759080000 \text{ DA}$$

Le devis quantitatif et estimatif de coût d'investissement dans le tableau suivant :

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Tableau VII.2 : Le devis quantitatif et estimatif de coût d'investissement

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
I	Coût total de génie civil				
1	Terrassement				
1.1	Le décapage + Transport des terres	m3	30000	300	9000000
1.2	Déblais + Transport des terres	m3	7830.35	2500	19575875
2	Construction en béton arme				
2.1	Béton de propreté	m3	1099.54	15000	16493100
2.2	Béton armé	m3	2822.33	50000	141116500
2.3	Enduit étanche	m2	9707.77	900	8737108
2.4	Enduit ordinaire	m2	4342.06	450	1953900
II	Coût des VRD	FFT	FFT	FFT	47734248.75
III	Coût des équipements	U	1	1759080000	1759080000
				Total	
				(DA)	1997751244
				TVA (%)	19
				TTC (DA)	2377323980

Prix en lettres : Deux milliards trois cent soixante-dix-sept millions trois cent vingt-trois mille neuf cents quatre-vingts dinars algériens

VII.3.3 Calcule le Coût de fonctionnement :

$$C_{\text{fon}} = C_{\text{exp}} + C_{\text{r.m}} + C_{\text{f.m}}$$

C_{exp} : Le coût d'exploitation courante

$C_{\text{r.m}}$: Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

$C_{\text{f.m}}$: Le coût des frais financiers et main d'œuvre

VII.3.3.1 Le coût d'exploitation courante :

Il s'agit des dépenses régulières nécessaires pour faire fonctionner l'entreprise ou le projet au quotidien. Cela inclut des éléments tels que (énergie, matériaux, etc.)

Donc :

$$C_{\text{exp}} = C_{\text{énergie}} + C_{\text{c.m}}$$

$C_{\text{énergie}}$: Le coût de la consommation d'énergie

$C_{\text{c.m}}$: Le coût de la consommation des matériaux

VII.3.3.1.1 Le coût de la consommation d'énergie :

La consommation spécifique d'énergie des stations d'épuration des eaux usées de pointe devrait être comprise entre 20 et 45 kWh/(EH•an) [EH = Équivalent Habitant ou charge unitaire par habitant].

La valeur inférieure s'applique aux grandes installations desservant plus de 100 000 EH, tandis que la valeur supérieure s'applique aux installations desservant environ 10 000 EH. Plus une installation est petite, plus sa consommation spécifique d'énergie est élevée. Ces chiffres se réfèrent à la consommation d'énergie et ne tiennent pas compte de la production d'énergie sur site. [21]

Pour notre STEP :

- Le nombre d'équivalent habitant : 37380 EH

Alors :

$$C_{\text{sp}} = 30 \text{ kWh}/(\text{EH} \cdot \text{an})$$

Avec :

C_{sp} : La consommation spécifique d'énergie

Donc :

$$\text{Consommation d'énergie} = C_{\text{sp}} \times 37380 \text{ EH} = 1121400 \text{ kWh/an}$$

VII.3.3.1.2 Le coût de la consommation des matériaux :

Il est estimé à 0.5% du coût d'investissement total.

$$C_{\text{c.m}} = 0.005 \times C_{\text{Ti}}$$

VII.3.3.2 Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 1% du coût d'investissement total.

$$C_{\text{r.m}} = 0.01 \times C_{\text{Ti}}$$

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

VII.3.3.3 Le coût des frais financiers et main d'œuvre :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total.

$$C_{f.m} = 0.05 \times C_{Ti}$$

Le devis quantitatif et estimatif de coût de fonctionnement dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Le devis quantitatif et estimatif de coût de fonctionnement

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
I	Le coût de renouvellement du matériel électromécanique				
1	Le coût de la consommation d'énergie	kWh	1121400	5.47	6134058
2	Le coût de la consommation des matériaux	FFT	FFT		9988756.22
II	Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	FFT	FFT		19977512.44
III	Le coût des frais financiers et main d'œuvre	FFT	FFT		99887562.2
				Total (DA)	135987888.9

Prix en lettres : Cent trente-cinq millions neuf cent quatre-vingt-sept mille huit cent quatre-vingt-huit dinars algériens et neuf centimes

VII.4 Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Calculé par :

VII.4.1 Le coût d'amortissement annuel :

Donné par :

$$C_{a.a} = \frac{C_{Ti}}{T}$$

Avec :

T : durée d'amortissement t= 30 ans.

VII.4.2 Coût annuel de la station :

Donné par :

$$C_{t.s} = C_{a.a} + C_{fon}$$

VII.4.3 Calcul du prix du m³ d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2054 est :

$$V_{an} = Q_j \times 365 = 9071936.67 \text{ m}^3$$

Le coût du m³ épurée ce calcul alors :

$$C_e = \frac{C_{t.s}}{V_{an}}$$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Les résultats du calcul du coût par m³ d'eau traitée

Le Coût d'amortissement annuel	79244132.67 DA
Le Coût annuel de la station	215232021.57DA
Le Coût de m³ d'eau épurée	23.73 DA

Prix en lettres : Vingt-trois dinars algériens et soixante-treize centimes

Remarque :

Le coût de production de l'eau à partir de la station d'épuration (**23.73 DA/m³**) est inférieur au prix de vente dans les institutions publiques (**34.65 DA/m³**). Cela suggère que le projet pourrait effectivement être rentable, car il y a une marge bénéficiaire de **10.92 DA** par mètre cube d'eau vendu. Par conséquent, le projet serait considéré comme rentable.

VII.5 Conclusion

Ce chapitre récapitule les différentes procédures à suivre attentivement lors de la mise en œuvre du projet d'aménagement du terrain que nous avons étudié, afin d'en garantir une exécution sans encombre. Nous avons également estimé le coût du projet en prenant en compte les frais liés au béton armé, au foncier (coûts d'investissement) ainsi qu'aux coûts d'exploitation.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans ce mémoire, nous avons abordé le projet de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées pour la commune de Babar, en mettant en évidence le besoin urgent de traiter les eaux usées en raison de la pollution et de la pénurie d'eau dans la région. À travers une analyse approfondie du site, des caractéristiques des eaux polluées et des techniques de traitement avancées, nous avons conclu que la conception d'une station d'épuration efficace contribuerait considérablement à améliorer la qualité de l'eau et à protéger l'environnement local.

Les résultats de l'étude ont montré que l'application de techniques modernes de traitement des eaux, telles que les boues activées, peut offrir une solution durable aux problèmes de pollution de l'eau et favoriser l'utilisation des eaux traitées en agriculture. Cela permettrait de réduire la pression sur les ressources en eau et de contribuer à la durabilité des activités agricoles dans la région.

Sur la base de ces résultats, nous recommandons de mettre en œuvre le projet conformément aux conceptions proposées, en mettant l'accent sur l'amélioration du processus de traitement et l'évaluation périodique de la performance. Nous recommandons également de poursuivre des études futures pour évaluer l'impact du projet à long terme et identifier d'éventuelles améliorations.

En conclusion, ce projet met en lumière l'importance de l'innovation dans le traitement et la réutilisation des eaux, et offre un modèle à suivre pour de nombreuses régions confrontées à des défis similaires. Nous espérons que ce travail contribuera à renforcer la durabilité environnementale et agricole, et servira de point de départ pour des projets futurs visant à atteindre des objectifs similaires dans diverses régions.

Bibliographique

Références bibliographiques

- [1] **Avant-projet détaillé** de la STEP Babar Khenchela. Khenchela, Algérie : Direction des Ressources en Eau de Khenchela ; 2017. p. 20-25, 30, 42, 50.
- [2] **KOLLER, E.** Traitement des pollutions industrielles : eau, air, déchets, sols, boues. Paris : Dunod, 2004. 576 p. Techniques et ingénierie. ISBN 978-2100521043.
- [3] **SADOWSKI, AG.** Méthode de calcul d'une filière de traitement : boue activées –Très faible charge, nitrification et dénitrification, Traitement du phosphore. France : SHU, ENGEES, 2002. 103 p.
- [4] **SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B.** Guide technique de l'assainissement. Paris : Moniteur, 1999. 724-739-810 p. Référence technique. ISBN 978-2-281-11239-9
- [5] **SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B.** Guide technique de l'assainissement. Paris : Moniteur, 2010. 776-820-821-824 p. Référence technique. ISBN 978-2-281-11477-5.
- [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.** N41°, Juillet 2012)
- [8] **Y.Libes**, livre sur les eaux usées, <<Les eaux usées et leur épuration>>. Consulté le: 20 mars 2024.
- [9] **REJSEK, F.** Analyse des eaux : Aspect réglementaire et technique. Bordeaux : centre régionale de documentation pédagogique d'aquitain CRDP, 2002. 360 p. Biologie technique. ISBN 2-86617-420-8.
- [10] **RODIER, J.** L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eau résiduaire, eau de mer. Paris : Dunod, 1996. 1383 p. Techniques et ingénierie. ISBN978-2100024162.
- [11] **BOUTIN, C.** Eléments de comparaison technique et économique des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. France : IRSTEA ,2010. pp 47-55.
- [12] **BECHAC, P. BOUTIN, P., MERCIER, B et NUER, P.** Traitement des eaux usées. Paris : Eyrolles, 1987. 262 pages.
- [13] **SADOWSKI, AG.** Méthode de calcul d'une filière de traitement : boue activées –Très faible charge, nitrification et dénitrification, Traitement du phosphore. France : SHU, ENGEES, 2002. 130 p.
- [14] **SALGHI, R.** Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées. Ecole nationale des sciences appliquées d'Agadir,2009.50-62 p.
- [15] **EDDY et METCALF.** Waste water engineering treatment and reuse. New York: McGraw-Hill, 2002. 1854-1879 p. ISBN 978-0070418783.
- [16] **DEGREMONT, S.** Mémento technique de l'eau. Paris : Lavoisier, 2005. Techniques et documentation,2002. 1854-1879 p. ISBN 9782743007171.
- [17] **LENNTECH**, « Désinfection par rayons Ultraviolets», Thesis, 2018. Consulté le: 15 juin 2024.

Bibliographique

- [18] **Eme C, Molle P.** Stockage des eaux usées traitées en vue de leur réutilisation : état de l'art. Irstea; 2013, ISBN 978-3245217171
- [19] **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, édition scientifique. Agence Nationale de Sécurité Sanitaire de l'Alimentation de l'Environnement et du Travail (ANSES). 2012.
- [20] **CONSEILS.HELLOPRO**, Quel est le prix d'une station d'épuration collective [Internet]. Conseils Hellopro; 2023 [cité 2024 août 24].
- [21] **WASTEWATER TREATMENT PLANTS** [Internet]. Huber Technology; 2024 [cité 2024 août 24].
- [22] **Etude du réseau d'assainissement** machtat de la commune de babar. Khenchela, Algérie : Direction des Ressources en Eau de Khenchela ; 2024.
- [23] **Fiche technique** de la STEP khenchela, ONA KHENCHELA , 2024

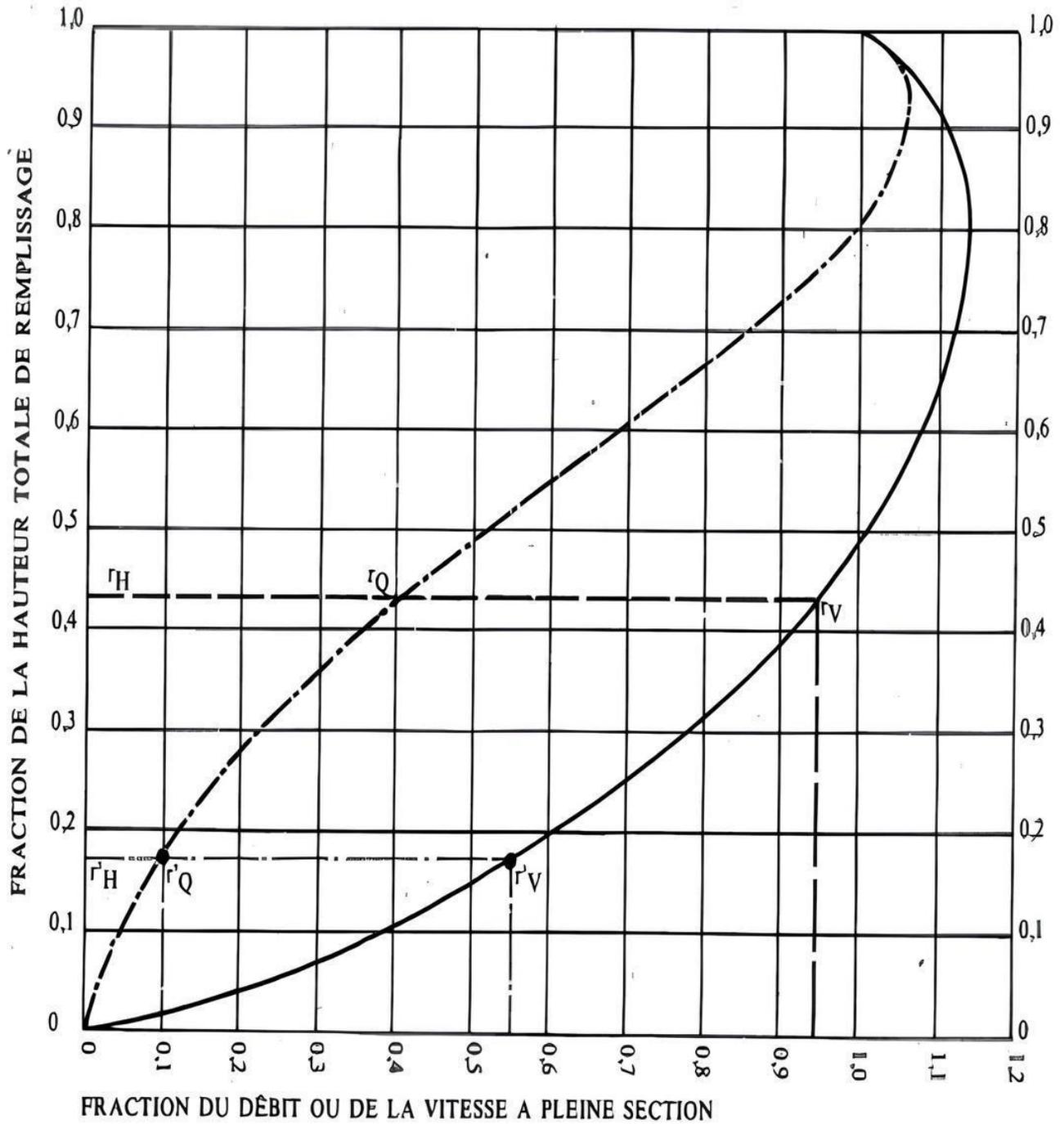
ANNEXE

Annexe 01

Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

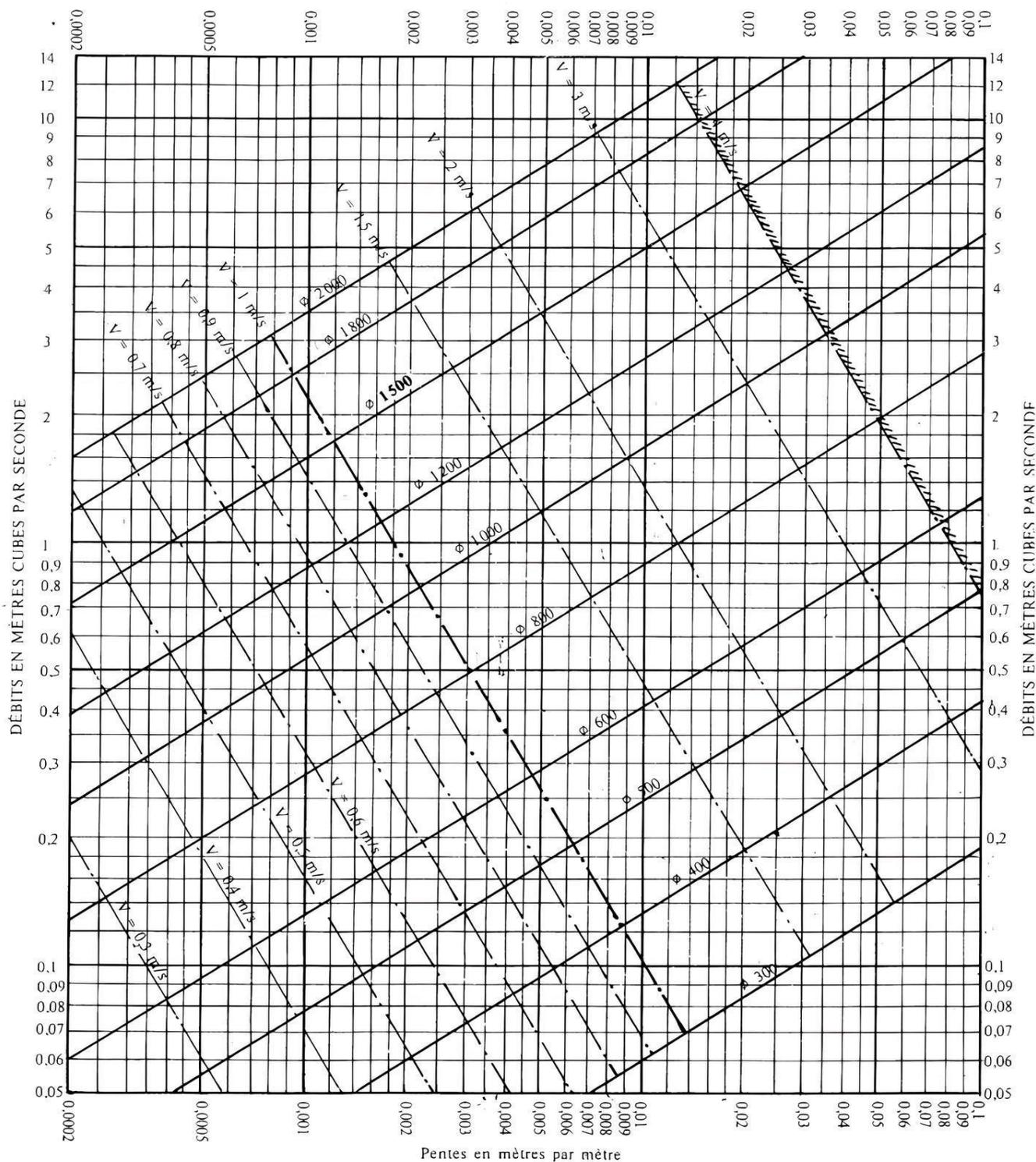
a) Ouvrages circulaires



Annexe 02

Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.