



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation des eaux non conventionnelle

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE
LA VILLE DE HASSI BAHBAH (W. DJELFA) EN VUE DE LEUR
REUTILISATION EN IRRIGATION**

Présenté par :

ZOUREIGUE Elhachmi Allaeddine

Devant les membres du jury

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

Session : Septembre2023

Remerciement

الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي بِنِعْمَتِهِ تَتِمُّ الصَّالِحَاتُ

" وأنوار التمام لنا تجلّت... ولولا الله ما كُنّا وصلنا "

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier ma promotrice Mme TAFAT Leila pour son intérêt pendant que je travaillais sur le mémoire.

Je remercie également à :

Tout le personnel de l'ENSH, notamment le personnel de la bibliothèque et les agents de sécurité ;

Monsieur DJAKBOUB Khaled ingénieur d'état à la subdivision des ressources en eau
Pour son aide ;

Mes camarades de classe : Zied , Nadir , Abid , Mourad , Moncif , Khaiel , Nassro ,
Marouane, Hamid , Anes, Ali, Midou , Madjid , Mehdi ,Selman , Fatima , Samah ,
Youssra ,Houyem ,Assala ,Dounia , Aziza , Amina ,Youssra ;

Ma chère mère je t 'aime ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail ;

Enfin, je voudrais me remercier

Merci pour ce que vous avez fait dans votre vie, inshallah , pour le meilleur.

Elhachmi

Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire qui est la conséquence de longues années d'études, en premier lieu à :

Ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son aide, son amour, et son soutien afin de me avoir parvenir à ce que je suis devenu aujourd'hui ;

Mon frère Ahmed ;

Mes sœurs : Bahia, Fathia ;

Les enfants de mes sœurs : Ibtissem , Mohamed Alaa eddine, Zineb Ayat errahman, Mohamed Amine ;

Mes chers amis du lycée des mathématiques : Sari ,Younes , Dowadi , Souiki , Mammam ,Seif eddine , Samy , Ilyes , Anis , Anes , Badou , Redouane, Hako, Ayat errahman , Rihem ,Oumaima ,Amani , Rahma , Dounia , Kaouther ,Ibtissem ;

Chers amis : Laid, Youcef , Mohamed Goug , Mustapha , Sayeh ,Khaled, Oussama , Tarik , Ahmed , Ihab, Mohamed , Adem , Ayoub Mouss;

Mes collègues du club Sportech ;

Mes collègues du syndicat VNEA surtout le président Hamid ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle Universitaire ;

Je dédie également ce travail à tous mes amis avec lequel je partage tout les souvenirs inoubliables.

Elhachmi

ملخص

تنطوي مخاطر مياه الصرف الصحي على جوانب ضارة فهي تعتبر مصدرا مهما للتلوث البيئي ، ارتفاع نسبة السكان يؤدي إلى ارتفاع نسبة التلوث.حاليا، مدينة حاسي بحبح تتم تجميع مياهها العادمة بعد مرورها عبر المجاري ثم يتم إخلاءها إلى وادي بودشيشة.

مشروعنا يهدف إلى إقامة محطة معالجة لمياه الصرف الصحي على مستوى مدينة حاسي بحبح بولاية الجلفة ليتم استغلالها خلال هذه الفترة حتى سنة 2053 من أجل حماية واد بودشيشة والحفاظ على الوسط الطبيعي من التلوث و أيضا لأجل إعادة استعمال المياه المعالجة في السقي.

Résume

Les risques liés aux eaux usées présentent des aspects nuisibles car elles sont considérées comme une source majeure de pollution environnementale. L'augmentation de la population entraîne une augmentation du taux de pollution. Actuellement, la ville de Hassi Bahbah collecte ses eaux usées après leur passage dans les égouts, puis les évacue vers la vallée de Boudchicha.

Notre projet vise à établir une station de traitement des eaux usées au niveau de la ville de Hassi Bahbah, dans la wilaya de Djelfa, afin de l'exploiter jusqu'en 2053, dans le but de protéger la vallée de Boudchicha et de préserver l'environnement naturel de la pollution. De plus, cela permettra de réutiliser les eaux traitées pour l'irrigation.

Summary

The risks associated with sewage water entail harmful aspects as they are considered a significant source of environmental pollution. An increase in the population leads to a higher pollution rate. Currently, the city of Hassi Bahbah collects its wastewater after it passes through the sewers and then discharges it into Boudchicha Valley.

Our project aims to establish a sewage water treatment plant at the level of the city of Hassi Bahbah in the Djelfa province, to be utilized until the year 2053. This is in order to protect Boudchicha Valley, preserve the natural environment from pollution, and also for the purpose of reusing treated water for irrigation.



SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale :..... 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction : 2

I.2. Situation géographique :..... 2

I.3. Relief :..... 3

I.4. Situation géologique :..... 3

I.5. Situation hydrologique :..... 4

I.6. Caractéristiques climatologiques :..... 5

I.7. Etude démographique :..... 8

I.8. Consommation en eau potable :..... 9

I.9. Activités socio-économiques : 9

I.10. Activités agricoles :..... 9

I.11. Activités industrielles :10

I.12. Réseau d'assainissement :10

I.13. Localisation du projet :11

I.14. Conclusion :12

Chapitre II : Origines des eaux usées

II.1. Introduction :..... 13

II.2. Origines des eaux usées : 13

II.2.1. Eaux usées domestiques : 13

II.2.2. Les eaux usées industrielles : 13

II.2.3. Eaux pluviales : 14

II.2.4. Eaux usées agricoles : 14

SOMMAIRE

II.3. Etude des caractéristiques des eaux usées :	14
II.3.1. Prélèvement et échantillonnage :	14
II.3.2. Les méthodes d'analyses utilisées :	15
II.4. Les normes de rejet :	16
II.5. Principaux Paramètres de pollution :	17
II.5.1. Paramètres physiques :	17
II.5.2. Paramètres chimiques :	18
II.5.3. Paramètres biologiques :	19
II.6. Ratios indicateurs de pollution :	20
II.6.1. DCO/DBO5 :	20
II.6.2. Ratio (C/N/P) :	20
II.7. Conclusion :	20

Chapitre III : Les différents procédés d'épuration des eaux usées urbaine

III.1. Introduction :	21
III.2. Prétraitement :	22
III.2.1. Le dégrillage :	22
III.2.2. Le tamisage :	22
III.2.3. Dessablage :	23
III.2.4. Dégraissage- déshuilage.	23
III.3. Traitement primaire :	24
III.3.1. Décanteur primaire :	24
III.3.2. Mécanismes de rupture de l'état colloïdal :	25
III.3.3. Différents types de décanteur :	25
III.3.4. Flottation :	27
III.4. Traitement biologique :	27
III.4.1. Classification des techniques d'épuration biologique :	28

SOMMAIRE

III.4.1.1. Les procédés intensifs ou artificiels :.....	28
III.4.2. Les procédés extensifs ou naturels :	35
III.5. Le traitement tertiaire ou complémentaire :	37
III.6. Traitement des boues :	40
III.6.1. L'épaississement :	40
III.6.2. La stabilisation :.....	40
III.6.3. La déshydratation.....	41
III.6.4. Séchage – Incinération :	41
III.6.5. Voies finales d'élimination des boues :.....	42
III.7 Conclusion :	42

Chapitre IV : Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation

IV.1. Introduction :.....	43
IV.2. Réutilisation des eaux usées épurées :.....	43
IV.3. Critères de qualité pertinents pour les eaux traitées utilisées en irrigation :.....	44
IV.3.1. Composition physio – chimique :	44
IV.3.2. Paramètres microbiologiques.	47
IV.3.3. Paramètres toxicologiques.	49
IV.4. Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.....	50
IV.5. Avantages et inconvénients de la réutilisation des eaux usées épurées en Irrigation :	51
IV.5.1. Avantage de la REUE en Irrigation :	51
IV.5.2. Inconvénients de la REUE en Irrigation :	51
IV.6. Calcule des besoins en eau :	52
IV.6.1. Concept de l'évapotranspiration potentielle déréférence :(ET ₀)	52
IV.6.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence:(ET ₀)	52
IV.6.3. Calcule de la pluie efficace :.....	54
IV.6.4. Calcul de la réserve en eau du sol :.....	55

SOMMAIRE

IV.6.5. Culture des arbres :	55
IV.6.6. Calcul du débit spécifique :	56
IV.6.7. Evaluation du débit caractéristique :	56
IV.7. Conclusion :	57

Chapitre V : Estimation du besoin et des charges polluantes

V.1. Introduction :	58
V.2. Estimation des besoins en futur :	58
V.2.1. Consommation domestique :	58
V.2.2. Consommation des équipements :	59
V.2.3. Besoins de la zone d'activité :	60
V.2.4. Calcul besoin total :	60
V.3. Estimation des charges :	61
V.3.1. Les charges hydrauliques :	61
V.3.1.1. Rejet domestique :	61
V.3.1.2. Le débit moyen horaire :	61
V.3.1.3. Débit de point :	62
V.3.1.4. Capacité de la future STEP.	63
V.3.2. Evaluation des charges polluantes :	63
V.3.2.1. La charge moyenne journalière en DBO5 :	63
V.3.2.2. La charge moyenne journalière en DCO :	63
V.3.2.3. La charge moyen journalier en MES :	63
V.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N) :	64
V.3.2.5. La charge moyenne journalière en phosphore (P) :	64
V.4. Conclusion :	65

Chapitre VI : Dimensionnement de la station d'épuration

VI.1. Introduction :	66
VI.2. Données de base pour le dimensionnement :	66
VI.3. Prétraitement :	67
VI.3.1. Dégrillage :	67
VI.3.1.1. Dimensionnement du dégrilleur :	68
VI.3.1.2. Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles :	70
VI.3.2. Le dessablage-déshuilage :	72
VI.3.2.1. Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur :	72
VI.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :	74
VI.4. Etude de la variante à moyenne charge :	75
VI.4.1. Traitement primaire (décanteur primaire).	75
VI.4.1.1. Dimensionnement du décanteur primaire.	75
VI.4.1.2. Coagulation floculation :	77
VI.5. Traitement secondaire.	78
VI.5.1. Dimensionnement du bassin d'aération.	79
VI.5.2. Calcul les charges.	80
VI.5.3. Besoin en oxygène.	81
VI.5.4. Détermination des caractéristiques de l'aérateur :	82
VI.5.5. Bilan des boues :	84
VI.5.6. Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire) :	88
VI.6. Traitement tertiaire	89
VI.6.1. Dimensionnement d'un filtre à sable	89
VI.6.2. Dimensionnement du rétro-lavage	91
VI.7. Réservoir de stockage d'eau traitée :	93
VI.8. Traitement des boues :	94
VI.8.1. Choix de la filière de traitement	94

SOMMAIRE

VI.8.2. Epaisseur :	94
VI.8.3. Digesteur :	95
VI.8.4. Lits de séchage :	96
VI.9. Conclusion :	99

Chapitre VII : Calcul hydraulique

VII.1. Introduction	100
VII.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	100
VII.3. Déversoir d'orage :	100
VII.3.1. Type des déversoirs :	100
VII.3.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :	101
VII.3.3. Dimensionnement de la conduite de fuite :	103
VII.4. Dimensionnement de la station de relevage projetée :	103
VII.4.1. La conduite de refoulement :	104
VII.4.2. Caractéristique des pompes :	104
VII.5. Profil hydraulique :	106
VII.5.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la STEP :	107
VII.6. Conclusion :	111
Conclusion générale :	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Caractéristique des bassin versants.....	4
Tableau I.2. Précipitation mensuelle	5
Tableau I.3. Moyennes mensuelles et annuelle des Températures.....	5
Tableau I.4. Moyennes mensuelles et annuelle de l'Ensoleillement	6
Tableau I.5. Moyennes mensuelles et annuelle de l'Evaporation.....	7
Tableau I.6. Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents m/s	7
Tableau I.7. Evolution de la population future de l'agglomération de HASSI BAHBAH.	8
Tableau I.8. Caractéristique des forages.....	9
Tableau I.9. Occupation des sols par les différentes productions de la commune	10
Tableau I.10. Volume d'eau utilisé par type d'ouvrages.....	10
Tableau I.11. Superficie irriguée par système d'irrigation	10
Tableau I.12. Caractéristique du réseau d'assainissement de l'agglomération de HASSI BAHBAH.....	11
Tableau II.1. Les analyses des eaux usées de l'agglomération de Hassi Bahbah.....	15
Tableau II.2. Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution	15
Tableau II.3. Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.....	16
Tableau III.1. Avantage et inconvénient des lits bactériens	29
Tableau III.2. Les avantages et les inconvénients de disque biologique	30
Tableau III.3. Classement des procédées par boues activées	32
Tableau III.4. Avantage et les inconvénients du procédé à boues activées	34
Tableau III.5. Avantages et les inconvénients de l'épandage des eaux	35
Tableau III.6. Avantage et inconvénients du lagunage.....	37
Tableau III.7. Les avantages et les inconvénients des techniques au traitement tertiaire	39

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.1. Classes d'aptitude de l'eau à l'irrigation, modifiées d'après.....	45
Tableau IV.2. Directives concernant la qualité toxicologiques des eaux usées utilisées en Agriculture.	9
Tableau IV.3. Normes des eaux usées dans l'irrigation.....	50
Tableau IV.4. Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.....	51
Tableau IV.5. Résultat du calcul d'ET0.....	54
Tableau IV.6. pourcentage de superficie des différentes cultures.....	55
Tableau IV.7. les besoins d'irrigation d'olives.....	56
Tableau V.1. Consommation en eau de la ville de Hassi Bahbah.....	58
Tableau V.2. Consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville de Hassi Bahbah	59
Tableau V.3. Besoins en eau des équipements futurs	60
Tableau V.4. Besoin de la zone d'activité.....	60
Tableau V.5. Total besoins en eau de l'agglomération de HASSI BAHBAH	60
Tableau V.6. Débit de rejet des eaux usées.	61
Tableau V.7. Débit moyen horaire.	62
Tableau V.8. Les débits de points en temps sec et au temps de pluie pour différent horizons... 	62
Tableau V.9. Les charges polluantes.	64
Tableau VI.1. Les analyses des eaux usées de l'agglomération de HASSI BAHBAH.	66
Tableau VI.2. Espacement et épaisseur des barreaux	67
Tableau VI.3. Données de base pour le dimensionnement du dégrillage grossier.	68
Tableau VI.4. Données de base pour le dimensionnement du dégrillage fine.....	68
Tableau VI.5. Les valeurs de δ	70
Tableau VI.6. Résultats de dimensionnement des dégrilleurs.	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.7. Données de base pour le dimensionnement du dessableur-dégraisseur	72
Tableau VI.8. Pourcentage de MVS14	74
Tableau VI.9. Résultat de dimensionnement d'un dessableur-dégraisseur.	75
Tableau VI.10. les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{pts}/ Q_{moy h}$	76
Tableau VI.11. Résultats de dimensionnement de décanteur <i>primaire</i>	78
Tableau VI.12. Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b	84
Tableau VI.13. Résultats des calculs du bassin d'aération.....	87
Tableau VI.14. Résultats des calculs du Clarificateur.....	89
Tableau VI.15. Résultats des paramètres après traitement biologique.....	89
Tableau VI.16. Propriétés du lit de filtration.....	90
Tableau VI.17. Caractéristique des fluides du rétro-lavage	91
Tableau VI.18. Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2053	92
Tableau VI.19. Résultats des paramètres après traitement tertiaire	93
Tableau VI.20. Comparaison entre les concentrations à l'amont et l'aval de la step.....	93
Tableau VI.21. Résultats de calcul de traitement des boues.....	98
Tableau VII.1. Les valeurs de $K, met\beta$	105
Tableau VII.2. Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages	106
Tableau VII.3. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP	107
Tableau VII.4. Résultat de différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	111

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Situation De La Ville De Hassi Bahbah (Source : Google Maps).....	2
Figure I.2 Extrait de la carte géologique de l'Algérie commune de Hassi bahbah (DRE Djelfa) 4	4
Figure I.3 Représentation de Précipitation.....	5
Figure I.4 Représentation des températures moyennes mensuelles	6
Figure I.5 Histogramme des moyennes mensuelles d'ensoleillement	6
Figure I.6 Histogramme des moyennes mensuelles de l'évaporation	7
Figure I.7 Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents	8
Figure I.8 Site de la future STEP de Hassi Bahbah (DRE Djelfa)	12
Figure III.1 Filières de traitement des eaux usées.	21
Figure III.2 La grille de dégrilleur	22
Figure III.3 Schéma dessableur- déshuilleur	24
Figure III.4 Décanteur circulaire a pont racleur	26
Figure III.5 Décanteur cylindro-conique	26
Figure III.6 Description du procédé de flottation.....	27
Figure III.7 Lit bactérienne.	28
Figure III.8 Schéma de principe d'une filière de type disque biologique	29
Figure III.9 Disque biologique.....	30
Figure III.10 Boues activées.....	31
Figure III.11 Lagunage naturel.....	36
Figure III.12 Le principe d'un lagunage aéré.....	36
Figure III.13 Filtre charbon actif	40
Figure IV.1 Diagramme de classification des réseaux d'irrigation.....	47
Figure IV.2 Les paramètres microbiologiques	48

LISTE DES FIGURES

Figure VII.1 Principe du déversoir d'orage.....	101
--	------------

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Plan de masse de la station d'épuration de HASSI BAHBAH.

Planche 02 : Les ouvrages de la station d'épuration.

Planche 03 : Profil hydraulique.



***Introduction
générale***

Introduction générale :

L'eau est si essentielle dans la vie humaine que nous l'utilisons dans tant de domaines. Actuellement, l'Algérie a un problème de pénurie d'eau car les précipitations sont insuffisantes et irrégulières dans le temps et l'espace.

Hassi Bahbah est une ville de wilaya de Djelfa qui a besoin d'eau en raison de l'amélioration des conditions de vie des citoyens et de l'augmentation de la population. Le travail du peuple est également représenté dans l'irrigation et l'agriculture, Les causes des pénuries d'eau sont le climat chaud et demi-sec ainsi que la mauvaise gestion.

Les eaux usées s'écoulent directement de Hassi Bahbah vers Oued Boudchicha sans aucun traitement. La crise des polluants des eaux usées a de profondes répercussions sur l'environnement, ce qui constitue une menace importante pour la vie des plantes, comme l'expansion des terres agricoles et urbaines au détriment des zones où poussent les plantes naturelles et les pratiques d'irrigation.

Ces facteurs ont conduit à la mise en place de stations d'épuration des eaux usées visant à protéger l'environnement et Oued de Boudchicha contre la réutilisation de la pollution après avoir été traitées dans d'autres zones pour compenser les pénuries d'eau telles que l'irrigation.

Dans wilaya de Djelfa, environ 159 860 quintaux d'olives ont été produits avec une superficie totale de production estimée à 5 481 hectares sur 10 934 hectares de superficie totale plantée avec ce type d'arbre, Pour ce faire, nous avons dressé la liste de la campagne de récolte pour la saison 2014-2015 terminée récemment. [1]

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville De Hassi Bahbah a pour objectif de protéger les eaux d'Oued Boudchicha contre la pollution et la réutilisation des eaux traitées pour l'irrigation agricole et la plantation d'oliviers.

Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en sept chapitres à savoir :

- ❖ Présentation de la zone d'étude ;
- ❖ Origines des eaux usées ;
- ❖ Les différents procédés d'épuration des eaux usées urbaine ;
- ❖ Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation ;
- ❖ Estimation du besoin et des charges polluantes ;
- ❖ Dimensionnement de la station d'épuration ;
- ❖ Calcul hydraulique.



Chapitre I
Présentation de
la zone d'étude

I.1. Introduction :

Avant d'entamer l'étude de station d'épuration, nous devons apprendre à connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, géologique, climatique, hydrologique, démographique, la zone du rejet et les activités humaines. Ces caractéristiques vont guider à la mise en place de la station d'épuration.

I.2. Situation géographique :

La ville de Hassi Bahbah se situe au Nord du chef-lieu de la wilaya « wilaya de Djelfa ».

Couvre une superficie de 773,74 Km².

Ses limites sont :

Nord : Ain Oussara.

Sud : Ain Maabed.

Est : Hassi El-Euch.

Ouest : Zaafrane.



Figure I.1 Situation De La Ville De Hassi Bahbah (Source : Google Maps)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Hassi Bahbah est comprise entre :36°36et 36°42 Latitude Nord et 3°et 3°12 Longitude Est. Cette ville est située au Sud Est du plateau du Sersou, dans les hauts plateaux steppiques.

La Daira de Hassi Bahbah est constituée par les communes suivantes :

- Hassi Bahbah
- Ain Maabed
- Hassi El Euch
- Zaafrane

Elle est située dans une position centrale par rapport à l'ensemble de la wilaya et du pays. La route nationale RN01 et le chemin de wilaya CW166 lui permettent d'être en contact, pratiquement avec toutes les régions du pays.

I.3. Relief :

Le relief du territoire communal de la ville de HASSI BAHBAH se caractérise par des pentes faibles, et par un territoire moyennement plat.

- ▲ Les pentes sont entre 1% et 3.
- ▲ Les dépressions forment des petits chotts, et des Dhayates.
- ▲ Les pentes de la partie Nord-Ouest de la commune peuvent atteindre + 8%. [2]

I.4. Situation géologique :

La géologie est une donnée fondamentale car elle permet de caractériser le substratum du site de l'assiette de la future station d'épuration. La région de HASSI BAHBAH est une vaste cuvette orientée Sud-Ouest/Nord-Est. Dans cette zone sont répondues les formations du crétaé et du plio-quaternaire.

Au Nord de HASSI BAHBAH, le crétaé inférieur comprend les grès Barrémien, calcaire et marne de l'Aptien ; grès, marnes et calcaires de l'Albien. Il faut noter que dans cette zone, il y a un affleurement de l'Albien. Autour de HASSI BAHBAH le crétaé est représenté par le cénonanien et le turonien. Au Sud de HASSI BAHBAH, il y a une couverture du plio-quaternaire sur le crétaé. [2]

❖ Sismicité.

La commune de Hassi Bahbah est incluse dans la **Zone Sismique I** qui est de sismicité élevée.

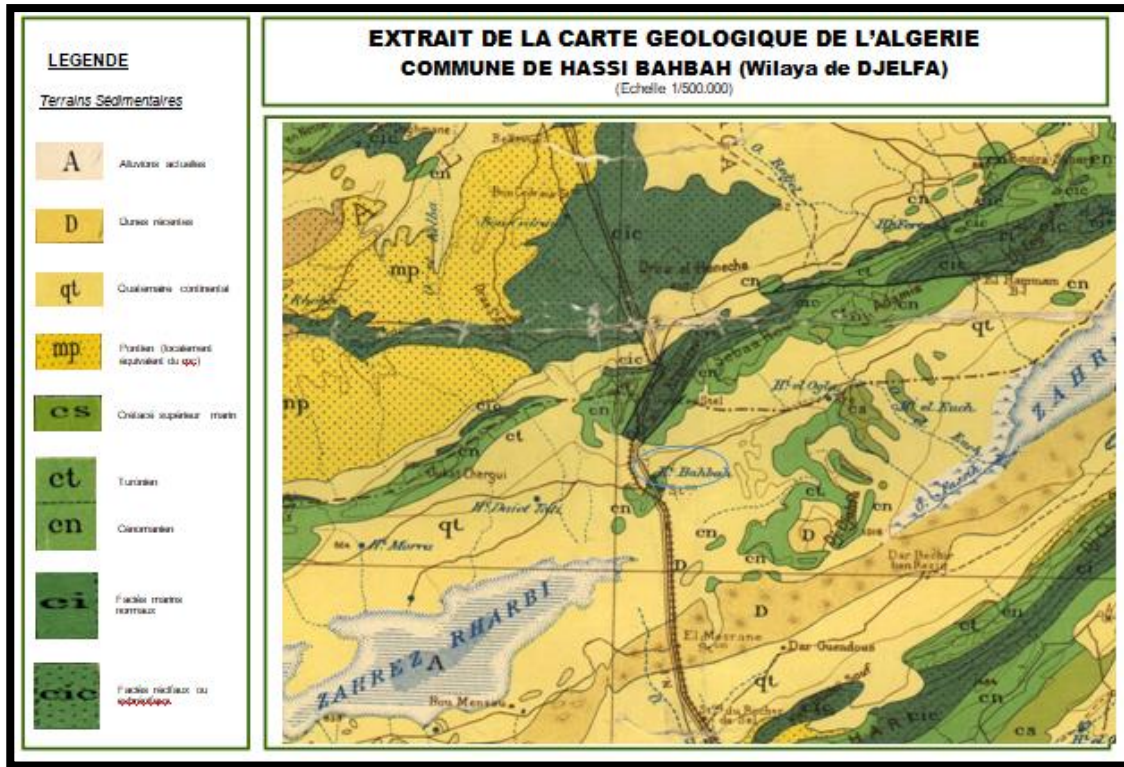


Figure I.2 Extrait de la carte géologique de l'Algérie commune de Hassi bahbah (DRE Djelfa)

I.5. Situation hydrologique :

Le réseau hydrographique de la commune de HASSI BAHBAH est constitué par deux principaux oueds à savoir :

- Oued Boudechicha ;
- Oued Ben Arbia.

Les oueds importants sont : Oued Ben Arbia qui traverse la zone Est qui se déverse dans l'oued Boudechicha (collecteur principal des eaux superficielles de la commune) ,et l'oued Senaneg El ferhouh qui traverse la zone Ouest. [2]

Tableau I.1. Caractéristique des bassins versants.

Paramètre	Oued Senaneg El farhouh	Oued Ben Arbia
Surface du BV m ²	32	18
Langueur m	5	7
Altitude max m	1226	1006
Altitude min m	875	891
Pente moyenne m/km	70,2	16,4

Source : DRE Djelfa

I.6. Caractéristiques climatiques :

✓ **La précipitation :**

Tableau I.2. Précipitation mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
Précipitation (mm)	23,08	25,03	22,01	26,95	26,68	11,29	7,94	25,42	37,88	30,55	22,06	28,07	286,96

Source : ONM (1994-2008)

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Septembre (37,88 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (7,94 mm). La pluviométrie moyenne annuelle est de 286,96mm.

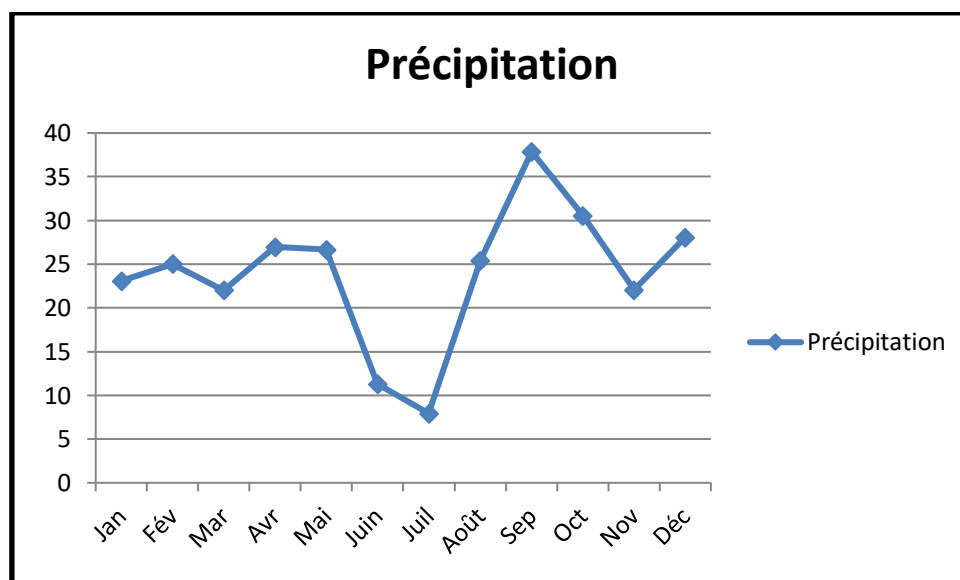


Figure I.3 Représentation de Précipitation

✓ **La Température :**

Tableau I.3. Moyennes mensuelles et annuelle des Températures

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmax (°C)	8,52	12,03	15,47	12,56	24,36	30,34	31,5	33,11	26,8	21,47	14,33	10,15	20,05
Tmin (°C)	0,08	0,69	3,38	6,2	10,9	15,65	17,27	18,49	13,89	9,85	4,45	1,82	8,56
Tmoy (°C)	4,39	6,37	9,39	12,49	17,87	23,46	24,81	26,04	20,39	15,47	9,17	5,68	14,63

Source : ONM (1994-2008)

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 4,39°C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 26,04 °C en Août. La moyenne annuelle est de 14,63°C.

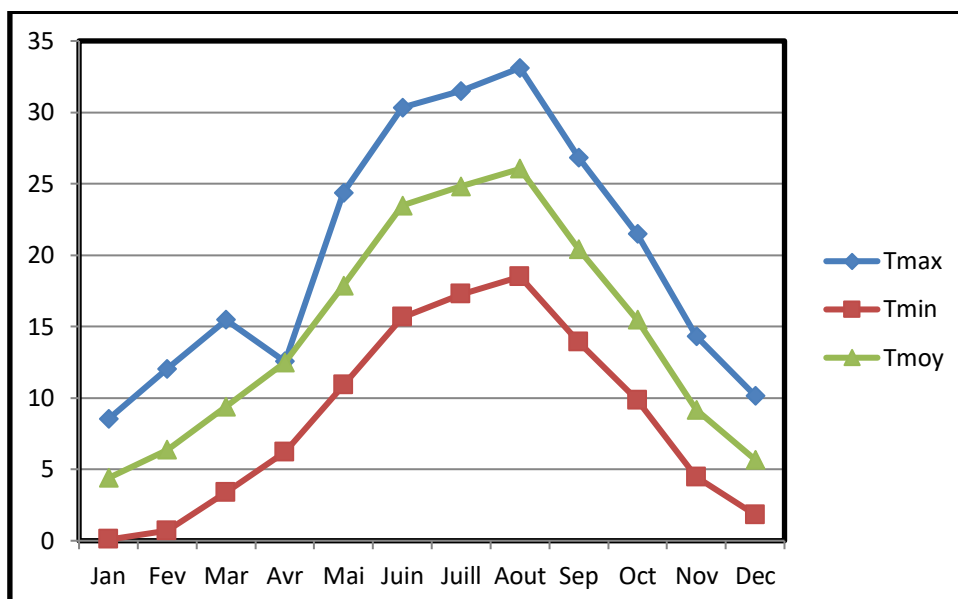


Figure I.4 Représentation des températures moyennes mensuelles

✓ L'Ensoleillement :

Tableau I.4. Moyennes mensuelles et annuelle de l'Ensoleillement

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensoleillement (h)	179,36	203,57	256,79	221	297,14	132,64	299,46	297,79	255,43	234	201,43	167,93	3466,56

Source : ONM (1994-2008)

On peut remarquer que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de Mars au mois d'Octobre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet ; soit 299,46 h.

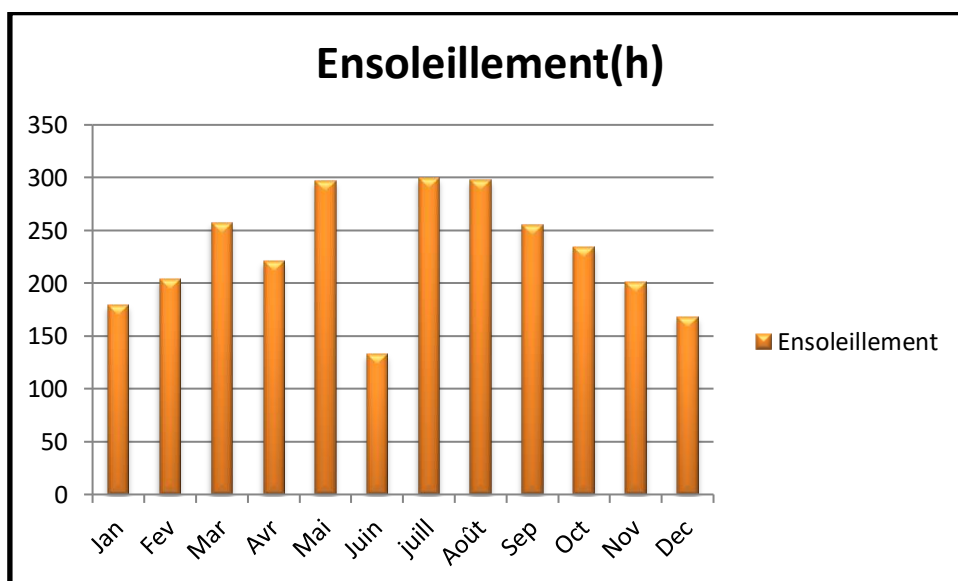


Figure I.5 Histogramme des moyennes mensuelles d'ensoleillement

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

✓ L'Evaporation :

Tableau I.5. Moyennes mensuelles et annuelle de l'Evaporation.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
Evaporation (mm)	54	71,5	142,14	122,77	185,36	252,36	295,54	275,79	172,14	123,86	76,36	46,57	1818,39

Source : ONM (1994-2008)

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 295,54mm et un minimum au mois de Décembre avec une valeur de 46,57mm.

La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1818,39mm.

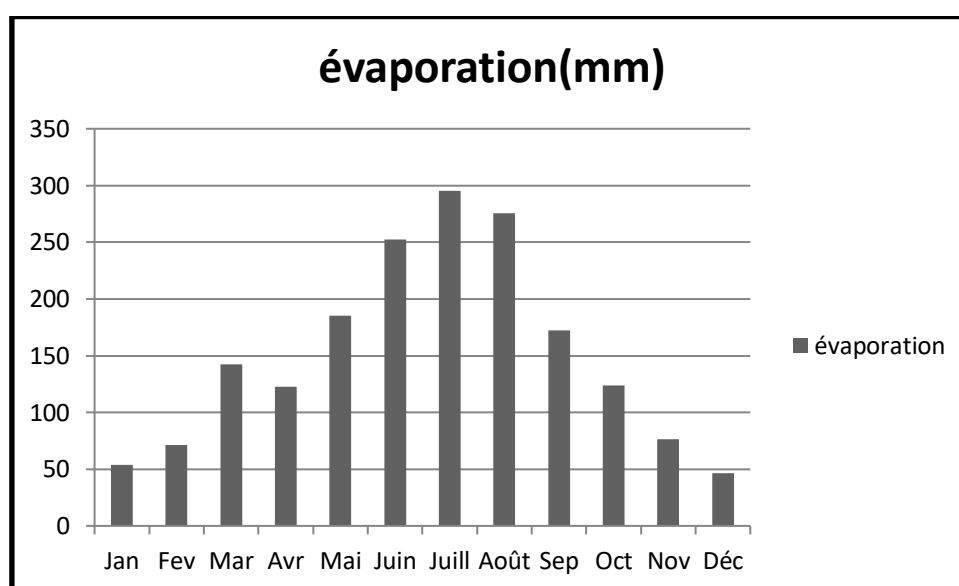


Figure I.6 Histogramme des moyennes mensuelles de l'évaporation

✓ Les Vents :

Tableau I.6. Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents m/s

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
V(m/s)	4,2	4,08	4,25	4,22	7,29	3,86	3,69	3,5	3,56	3,69	3,94	4,16	4,2

Source : ONM (1994-2008)

Les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 3,5m/s à 7,29m/s avec une moyenne annuelle de 4,2m/s.

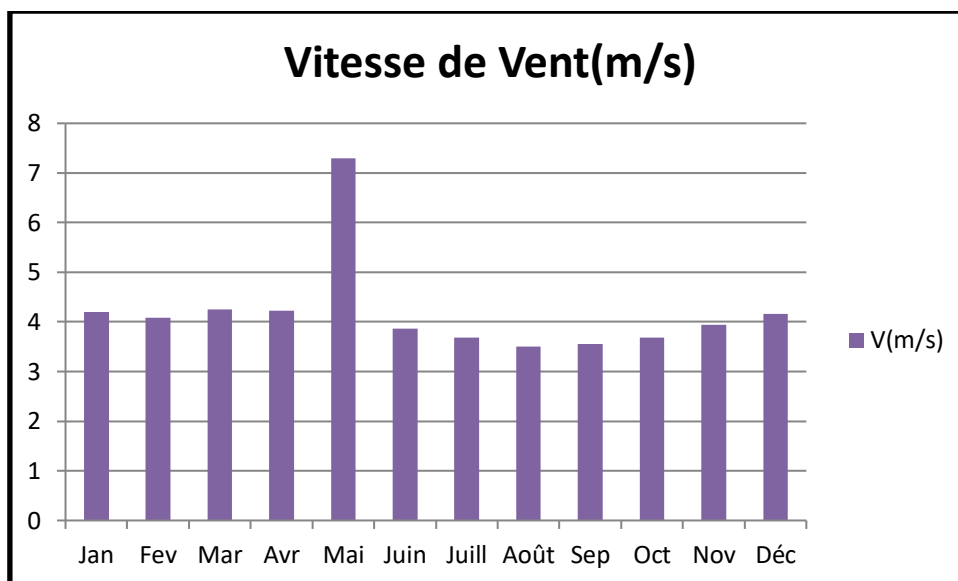


Figure I.7 Histogramme des moyennes mensuelles de la vitesse des vents

I.7. Etude démographique :

La population future de l'agglomération de HASSI BAHBAH sera estimée au moyen de l'expression suivante :

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

Avec :

- **P** : Population projetée.
- **P₀** : Population à l'année de référence.
- **t** : Taux d'accroissement.
- **n** : La valeur de la période séparant l'année de référence de l'horizon d'étude.

Selon DPAT (la Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire),

De 2008 à 2015 le taux d'accroissement est t=3.4%.

De 2015 à 2053 le taux d'accroissement est t=2.1%. [2]

Les valeurs ainsi calculées de la population à différents horizons sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau I.7. Evolution de la population future de l'agglomération de HASSI BAHBAH.

Horizon	2008	2010	2015	2023	2033	2053
Taux d'accrt	-	3.4%	2.1%	2.1%	2.1%	2.1%
N_{hab}	86422	92399	109212	128967	158758	240575

I.8. Consommation en eau potable :

La commune de Hassi Bahbah est alimentée exclusivement par l'eau souterraine .Elle enregistre à cet effet, un manque en ressources hydrauliques diversifiées. Cette situation entraine dans la durée l'épuisement des nappes. Il convient de concevoir une stratégie visant à diversifier les ressources en eau.

L'alimentation en eau potable de Hassi Bahbah se fait par les eaux souterraines exploitées qui se composent de **(11) forages**.

Tableau I.8. Caractéristique des forages.

forages	Profondeur (m)	Débit de forage (l/s)	Débit exploité (l/s)
HB01	200	73	59
HB02	400	56	49
HB03	230	53	48
HB04	200	60	46
HB05	400	76	64
HB06	220	34	32
HB07	220	39	36
HB08	400	55	47
HB09	250	40	33
HB10	220	37	34
HB11	250	38	36

Source : S/division des ressources en eau de Hassi Bahbah

I.9. Activités socio-économiques :

Les activités humaines dans la ville de Hassi Bahbah se composent d'activités agricoles et Activités industrielles.

I.10. Activités agricoles :

Les activités humaines dans la ville de Hassi Bahbah se distinguent par le caractère pastoral de la plaine, la majorité de la population s'adonnant au pâturage et à l'agriculture.

L'activité agricole se limite davantage à la culture de céréales, telles que le blé et l'orge, par rapport à certaines cultures agricoles moins répandues, telles que la culture des abricots et des olives, considérées comme modernes.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.9. Occupation des sols par les différentes productions de la commune

Spéculations	Céréaliculture		Culture maraîchère	Arboriculture	Légumes secs
	Superficie Exploitée	Superficie fauchée			
Superficie (ha)	1855	1293	542,5	419	33

Source : S/division de l'agriculture de HASSI BAHBAH

Tableau I.10. Volume d'eau utilisé par type d'ouvrages

Spéculations	Nombre	Volume (Hm ³ /an)
Forages	151	12.798
Puits	134	2170
Volume total (Hm³/an)		14.968

Source : S/division de l'agriculture de HASSI BAHBAH.

Tableau I.11. Superficie irriguée par système d'irrigation

Système	Gravitaire	Aspersion	Localisée	Totale irriguée
Superficie irriguée (Ha)	25	646	714	1385

Source : S/division de l'agriculture de HASSI BAHBAH.

I.11. Activités industrielles :

Actuellement, l'activité industrielle à Hassi Bahbah est représentée dans l'unité de production de farine uniquement.

Le rejet industriel n'est pas raccordé au réseau d'assainissement, les eaux sont rejetées à l'air libre mais le débit est faible.[2]

I.12. Réseau d'assainissement :

L'agglomération de *HASSI BAHBAH* possède un réseau d'assainissement de type unitaire desservant toutes les zones agglomérées dont le linéaire est de 110.952 m. L'ensemble des eaux sont collectés dans des collecteurs de différents diamètres compris entre 300 et 1200 mm.

Le taux de raccordement actuel de la population est de 95%, et sera de 100% à moyen et long terme vu qu'aucune contrainte n'est apparente.[2]

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.12. Caractéristique du réseau d'assainissement de l'agglomération de HASSI BAHBAH

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Période de réalisation
Ø(1200-1000-800-600-500-400-300-250)	4335	(1975/1977)
Ø(600-500-400-300)	22.227	(1977/1981)
Ø(1200-1000-800-700-600-500-400-300)	15,672	1983
Ø (1200-1000-800-600-500-400-300-200)	31,754	1985/1996
Ø (1200-600-500-400-300-200)	36,964	1997/2007

Source : S/division de ressources en eau de HASSI BAHBAH

I.13. Localisation du projet :

Actuellement, les eaux usées après qu'elles transitent par les égouts, sont collectées puis évacuées vers Oued Boudechicha.

Le terrain choisi pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées de la commune de HASSI BAHBAH est situé au Sud-Est de l'agglomération à environ 5 Km. Ce terrain est plat et à vocation agricole dépourvue de toute végétation pérenne. La superficie disponible dépasse dix (10) hectares.[2]

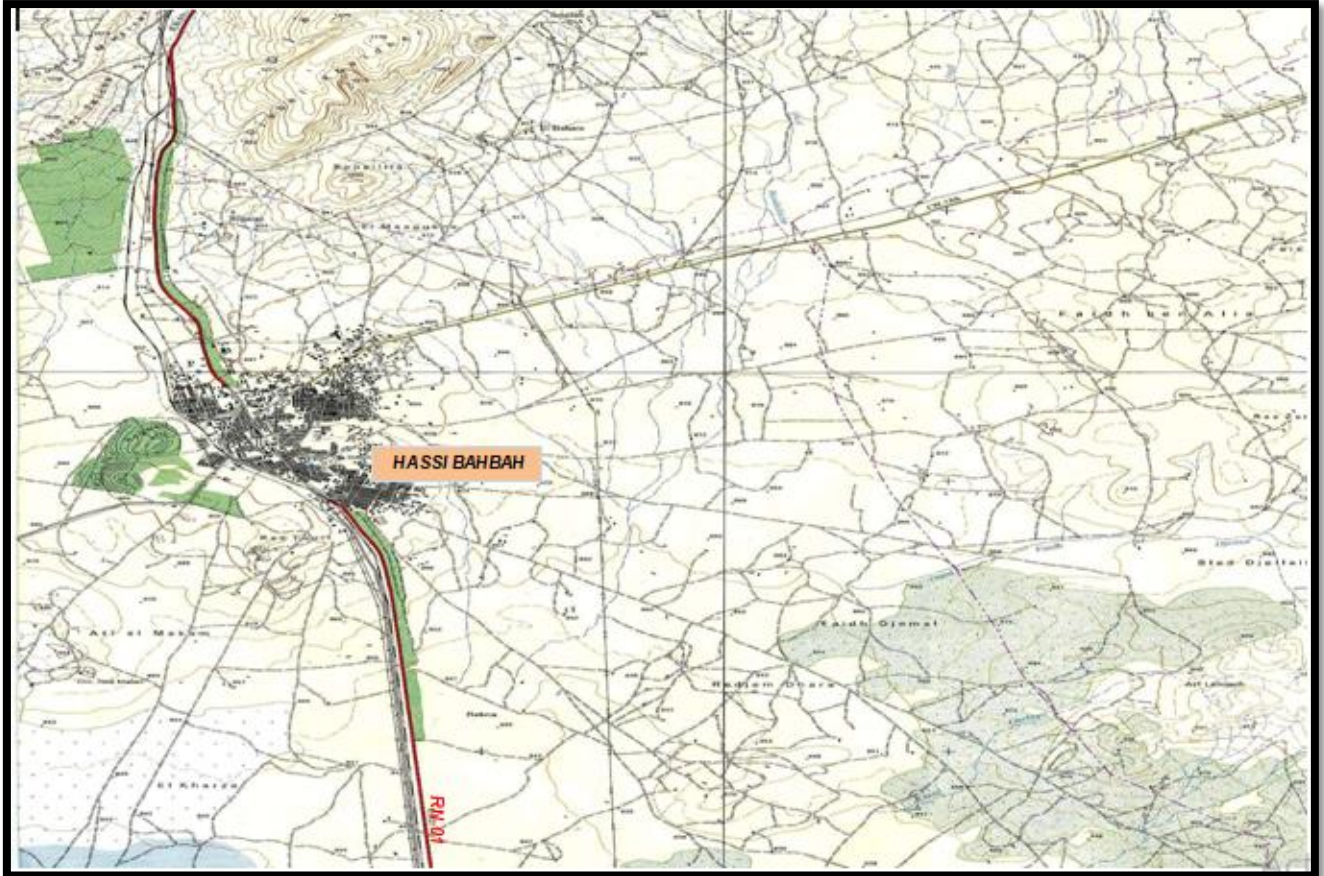


Figure I.8 Site de la future STEP de Hassi Bahbah (DRE Djelfa)

I.14. Conclusion :

D'après les données climatologiques mesurées à partir de la station ONM de DJELFA, Le climat de la zone d'étude est de type semi-aride frais.

Toutes les eaux usées chargées sont déversées vers Oued Boudechicha, d'où l'obligation de l'installation d'une STEP a fin de préservées la nappe d'eau.



Chapitre II
Origines des
Eaux Usées

II.1. Introduction :

Notre objectif dans ce chapitre est d'identifier les origines des eaux usées et l'ampleur de leur impact sur le milieu naturel à l'origine de pollutions organiques, microbiologiques et chimiques. L'épuration des eaux usées a pour but de réduire la pollution que le milieu naturel rejette et de la réutiliser dans diverses activités telles que l'irrigation... etc.

II.2. Origines des eaux usées :

On distingue quatre familles des eaux usées :

- ❖ Les eaux domestiques ;
- ❖ Les eaux industrielles ;
- ❖ Les eaux pluviales et de ruissellement ;
- ❖ Les eaux agricoles.

II.2.1. Eaux usées domestiques :

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines :

- ❖ Eaux de ménages : appelées eaux grises c'est les eaux des salles de bains, cuisines. Elles sont riches en graisses détergents, produits cosmétiques ;
- ❖ Eaux de Vannes : elles représentent les rejets des toilettes chargées en matières organiques azotées et des micro-organismes potentiellement pathogènes.

II.2.2. Les eaux usées industrielles :

Très différentes des eaux usées domestiques, leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent contenir :

- des produits toxiques.
- des solvants.
- des métaux lourds.
- des micropolluants organiques.
- des hydrocarbures...

Un prétraitement est nécessaire de manière à protéger le relèvement des eaux brutes, les conduites contre les obstructions et les autres appareils de traitement contre l'abrasion, et plus généralement pour éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitements ultérieurs notamment le traitement biologique.

Les eaux usées industrielles ne sont mêlées aux eaux domestiques qu'une fois exemptes de tous dangers pour les réseaux de collecte et pour le bon fonctionnement des usines de dépollution. [3]

II.2.3. Eaux pluviales :

Les eaux de pluie ne sont pas dépourvues de pollutions et peuvent constituer une cause de dégradations importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses.

Ces eaux se chargent :

- D'impuretés, au contact de l'air (fumées industrielles, résidus de pesticides...);
- De résidus déposés, en ruisselant sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus, métaux lourds...);
- Eau pluviale : Précipitations collectées par les toits ou les trottoirs.[4]

II.2.4. Eaux usées agricoles :

Ce sont des eaux qui ont été polluées par des substances utilisées dans le domaine agricole. Dans le contexte d'une agriculture performante et intensive, l'agriculteur est conduit à utiliser divers produits d'origine industrielle ou agricole dont certains présentent ou peuvent présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux.

Il est à noter que les eaux agricoles ne sont pas traitées par aux stations d'épuration.[5]

II.3. Etude des caractéristiques des eaux usées :

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation qualitative et quantitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées de l'agglomération de HASSI BAHBAH, de la zone d'activité de Hassi Bahbah. Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

Afin de faire ressortir la composition de ces eaux usées, nous donnerons les résultats d'analyses puis l'interprétation de ces analyses en considérant les paramètres de pollution les plus importants.

Les analyses des échantillons prélevés ont été réalisées au niveau du laboratoire d'analyse de qualité et de la conformité (Labo BIO-QUAL de BLIDA).

II.3.1. Prélèvement et échantillonnage :

Les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles particulièrement propres, rincées plusieurs fois avec de l'eau à analyser, ces bouteilles ont été conservées dans une glacière et acheminer vers le laboratoire d'analyse.

La période des prélèvements a été choisie compte tenu des heurs de pointes de pollution.

La campagne de prélèvements d'échantillons a été effectuée pour l'analyse des eaux usées de l'agglomération de HASSI BAHBAH au niveau du rejet principal de l'agglomération.

Chapitre II : Origines des Eaux Usées

Tableau II.1. Les analyses des eaux usées de l'agglomération de Hassi Bahbah

Paramètres analysés	Unités	E1 15/03/10 12h00	E2 15/03/10 14h00	E3 17/03/10 10h00	E4 17/03/10 12h00	E5 01/06/10 13h00	Les moyennes
pH	-	7,46	7,41	7,39	7,18	7,32	7,34
Température	°C	15	15	15	15	-	15
Conductivité	µs/cm	2050	2100	2130	2020	-	2075
Sodium	mg/L	140	121	152	98	-	127,75
Potassium	mg/L	51	421	97	51	-	155
Calcium	mg/L	288,57	276,55	272,54	299	-	284,16
Magnésium	mg/L	99,6	91,6	155,6	221	-	141,95
Chlorures	mg/L	388	387	436	404	-	403,75
Sulfates	mg/L	213	190	284	310	-	249,25
DBO ₅	mg/L	310	386	312	348	-	339
DCO	mg/L	696	710	754	688	-	712
MES	mg/L	500	300	658	550	-	502
Nitrite	mg/L	2	2,1	5	2	-	2,77
Nitrates	mg/L	52	41	95	42	-	57,5
N total	mg/L	74	76	124	100	-	94
P Total	mg/L	32	34	31	28	-	25
Carbonates de calcium CaCO ₃	mg/L	-	-	-	-	640	640
Bicarbonates HCO ₃	mg/L	-	-	--	-	1100	1100

Source : DRE Djelfa

II.3.2. Les méthodes d'analyses utilisées :

Le tableau ci-joint illustre les méthodes d'analyses généralement utilisées pour les principaux paramètres examinés.

Tableau II.2. Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	PH-mètre
Oxygène dissous	Oxymétrie
Conductivité	Conductivimètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO ₅	Manométrique (DBO-mètre)
Phosphore, Sulfates,	Colorimétrie
Na ; Ca ; Mg	Analyse volumétrique

II.4. Les normes de rejet :

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel.

Les valeurs limites maximales des paramètres de rejet sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Valeurs limites maximales des paramètres de rejets

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/L	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO₅	"	35	40
Aluminium	"	3	5
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15
Huiles et Graisses	"	20	30
Cadmium	"	0,2	0,25
Cuivre total	"	0,5	1
Mercure total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75
Chrome Total	"	0,5	0,75
Etain total	"	2	2,5
Manganèse	"	1	1,5
Nickel total	"	0,5	0,75
Zinc total	"	3	5
Fer	"	3	5

Source : Journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006

II.5. Principaux Paramètres de pollution :

Les paramètres de pollution se présentent sous trois formes principales :

- ❖ Paramètres physiques.
- ❖ Paramètres chimiques.
- ❖ Paramètres biologiques.

II.5.1. Paramètres physiques :

✓ **Température :**

C'est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration, dans la mesure où il peut influencer de différentes manières :

- ❖ La solubilité des sels et des gaz : Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous.
- ❖ Aussi, plus l'eau est chaude, plus la concentration de saturation de l'oxygène devra diminuer, ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition dans les processus d'autoépuration.
- ❖ Sur la multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

✓ **Conductivité :**

La présence des ions confère à l'eau une certaine conductivité électrique, due aux déplacements de ces charges dans l'eau. Donc la conductivité permet de connaître le degré de minéralisation des eaux, elle mesure la concentration des sels ioniques et nous informe sur le degré de salinité de l'eau.

La conductivité d'une eau varie grandement selon le degré d'impureté de cette même eau, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande et plus la conductivité est grande.

✓ **La turbidité :**

Elle est causée par la présence des matières en suspension d'origine minérale ou organique.

✓ **Les matières en suspension (MES) :**

Les matières en suspension caractérisent la teneur des éléments non dissous de diverses granulométries transportées par l'eau. Ces matières peuvent être d'origine minérale ou organique.

II.5.2. Paramètres chimiques :

✓ **pH (potentiel Hydrogène):**

Le pH est un indice exprimant l'acidité ou l'alcalinité, Il donne un aperçu sur l'efficacité de l'épuration. Ce paramètre joue un rôle primordial :

- ❖ dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité) ;
- ❖ dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de pH très étroites.

La conductivité d'une eau varie grandement selon le degré d'impureté de cette même eau, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande et plus la conductivité est grande.

✓ **Oxygène dissous :**

La teneur en oxygène dissous des eaux usées est un facteur important à prendre en considération, puisqu'il détermine le bon fonctionnement de l'écosystème aquatique et favorise la croissance des organismes aérobies ou facultatifs. Une diminution de la teneur normale en oxygène est donc un signe de pollution, c'est à dire la présence de substances consommatrices d'oxygène.

✓ **La demande biochimique en oxygène (DBO) :**

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour assimiler et oxyder les matières organiques biodégradables contenues dans une eau usée. La mesure de ce paramètre implique une incubation de cinq jours au minimum.

Pratiquement la DBO permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances biodégradables, son pouvoir auto-épuration est d'en réduire la charge maximale acceptable au niveau d'une station d'épuration.

✓ **La demande chimique en oxygène (DCO) :**

La demande chimique en oxygène exprime la quantité d'oxygène nécessaire pour réaliser l'oxydation des matières organiques par voie chimique dans des conditions bien définies (deux heures à 105°C en présence d'un oxydant puissant).

✓ **Les nutriments :**

Sont rassemblés sous ce vocable les éléments chimiques, tels que l'azote et le phosphore. Se sont des constituants essentiels de la matière vivante, leur présence dans les eaux est indispensable pour le traitement biologique.

L'azote :

L'azote peut se trouver sous forme organique mais aussi sous forme de sels nutritifs tel que les ions ammonium, nitrites. Il peut se présenter dans les eaux sous les formes suivantes :

- ❖ L'azote organique (N): qui rentre dans la composition des molécules des êtres vivants ;
- ❖ Les nitrites (NO₂) et nitrates (NO₃) : composés représentant les formes oxydées de l'azote ;

- ❖ L'azote ammoniacal (NH_4^+): qui est la forme minérale de l'azote constituant un stade intermédiaire entre l'azote organique, les nitrites et les nitrates.

Le phosphore :

Dans les effluents urbains, le phosphore provient, à part égale des déjections humaines et des produits lessiviels (un habitant rejette environ 4g de phosphore par jour).

Le phosphore peut se trouver sous forme organique et inorganique (ortho phosphates, poly phosphates, pyrophosphates). Il joue un rôle important dans le stockage et le transfert d'énergie dans la cellule vivante.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisé pour la synthèse de nouvelles cellules.

✓ **Les métaux lourds :**

Les métaux lourds peuvent freiner, gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. C'est ainsi qu'il est nécessaire de procéder aux analyses chimiques des eaux résiduaires afin de déterminer la présence de ces Métaux provenant essentiellement des rejets industriels.

Les Métaux lourds analysés durant les campagnes d'analyses sont :

- ❖ Nickel (Ni) ;
- ❖ Fer (Fer) ;
- ❖ Manganèse (Mn) ;
- ❖ Cadmium (Cd) ;
- ❖ Chrome (Cr) ;
- ❖ Cuivre (Cu).

II.5.3. Paramètres biologiques :

✓ **Paramètres Bactériologiques :**

Les bactéries sont ubiquitaires dans la nature car il s'agit probablement des premiers êtres vivants apparus sur la terre (archéobactéries). Seules quelques espèces sont adaptées à l'homme : la plupart sont inoffensives ou même utiles; faisant partie des flores cutanées, digestive, buccale et génitale ; certaines sont pathogènes, opportunistes (il ne s'exprime que sur des individus affaiblis); une minorité est régulièrement pathogène.

- ✓ **Les virus ;**
- ✓ **Les parasites ;**
- ✓ **Les champignons.**

II.6. Ratios indicateurs de pollution :

II.6.1. DCO/DBO5 :

Le rapport DCO/DBO5 est l'indice de la biodégradabilité d'une eau, Cet indice de biodégradabilité (DCO/DBO5) s'avère également très utile pour le suivi de l'efficacité de traitements biologiques, le rapport augmentant d'autant plus que le traitement biologique est plus poussé, tel que :

- ❖ $DCO/DBO5 < 3$ effluent facilement biodégradable ;
- ❖ $3 < DCO/DBO5 < 5$ effluent moyennement biodégradable ;
- ❖ $DCO/DBO5 > 5$ effluent difficilement biodégradable.

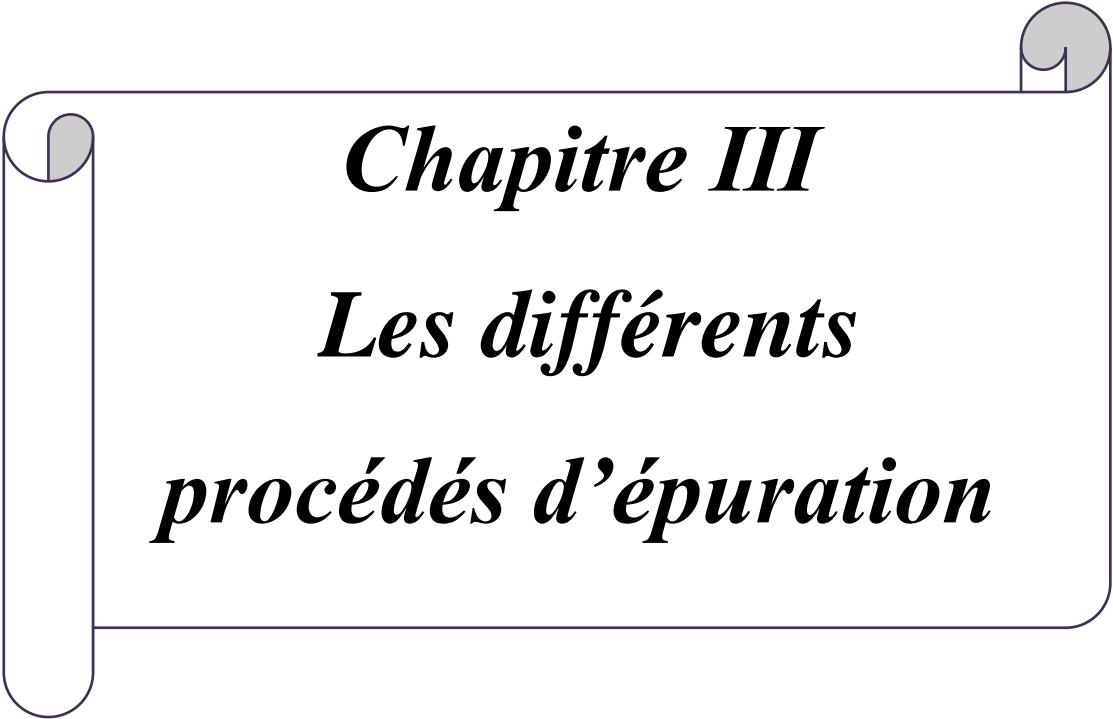
II.6.2. Ratio (C/N/P) :

La concentration des différents éléments nutritifs dans les eaux usées doit être équilibrée (ratio C/N/P) et correspondre aux besoins des bactéries qui se trouvent dans les boues activées. Cela est primordial pour l'efficacité des processus de décomposition biologique.

II.7. Conclusion :

Les eaux usées doivent être épurées avant d'être renvoyées vers les rivières, la mer ou réutilisées dans divers domaines. Ces eaux doivent répondre à des normes de qualité portant sur certains paramètres de pollution.

Ainsi, dans ce chapitre, nous avons défini les paramètres physique et chimique qui caractérisent une eau usée et leur impact sur le milieu récepteur lors du rejet direct à l'air-libre, Par ailleurs, la connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration ainsi pour un choix adéquat du procédé d'épuration.



Chapitre III
Les différents
procédés d'épuration

III.1. Introduction :

Le traitement des eaux usées a pris une importance croissante au début des années 1970 en raison des préoccupations généralisées exprimées dans le monde entier concernant le problème de plus en plus important de la pollution de l'environnement humain. Les eaux usées sont collectées par un réseau complexe d'assainissement pour être traitées à la station d'épuration avant d'être rejetées dans le milieu naturel. En station, les traitements varient en fonction de la nature de ces eaux usées et de la sensibilité à la pollution du milieu récepteur. Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requise ;
- La disponibilité de terrain.

Dans le processus d'épuration, il est à prendre en considération deux lignes :

- La ligne relative au traitement de l'eau usée ;
- La ligne de traitement des boues.

En effet, ce chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées :

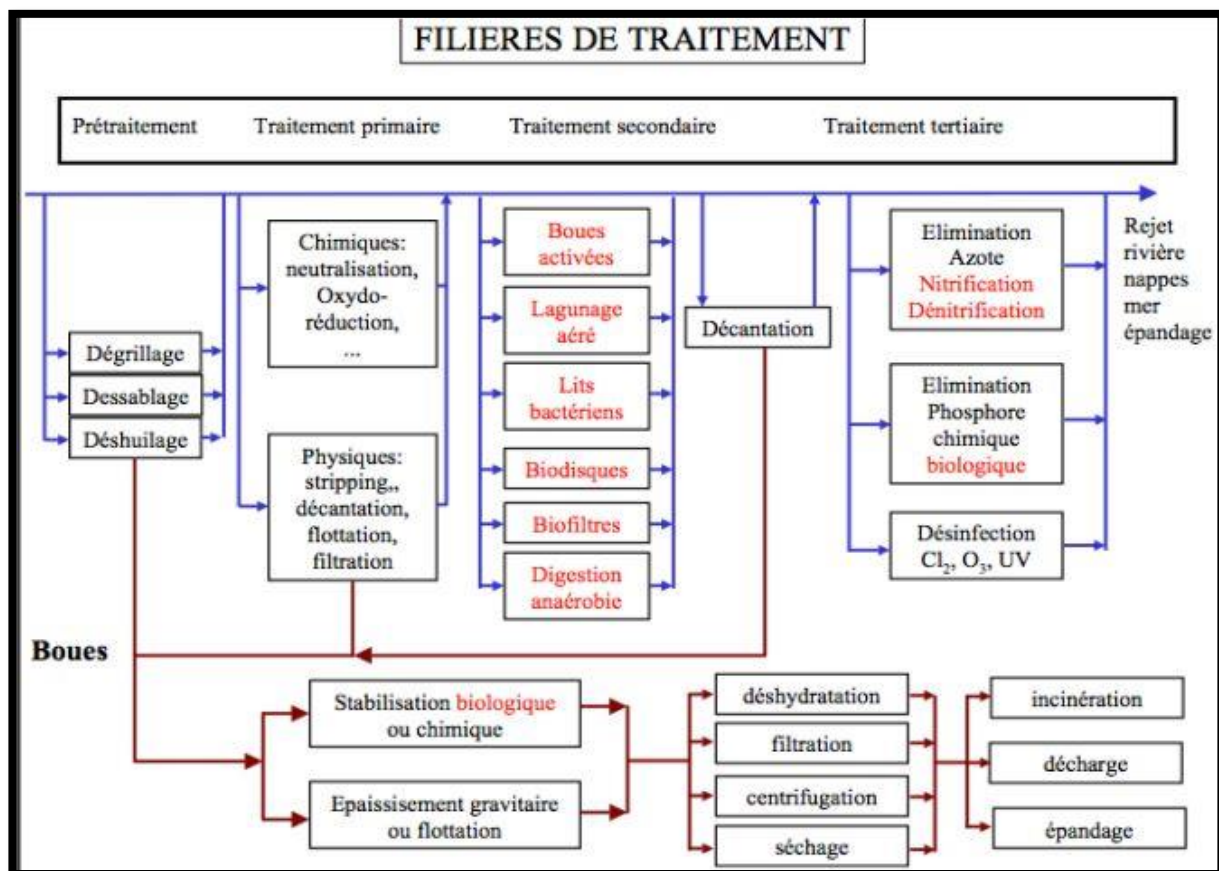


Figure III.1 Filières de traitement des eaux usées.

III.2. Prétraitement :

C'est une phase d'épuration grossière durant laquelle on élimine tous les éléments solides volumineux et grossiers (sables, corps gras) qui pourraient d'ailleurs endommager les installations par la suite. Les prétraitements sont indispensables au bon fonctionnement de la station. Les opérations de prétraitements physiques sont :

III.2.1. Le dégrillage :

Il s'agit de séparer des eaux brutes, les matières les plus volumineuses, en faisant passer l'effluent d'entrée à travers des barreaux dont l'espacement est déterminé en fonction de la nature de l'effluent, afin d'éviter les risques de colmatage. Il est donc indispensable en tête de la station d'épuration. Selon l'efficacité désirée, il est possible de distinguer entre le pré-dégrillage (espacement des barreaux 30-100mm), le dégrillage moyen (espacement des barreaux 10-30mm) et le dégrillage fin (espacement des barreaux 3-10mm).

Techniquement, de nombreux types de grille existent :

- ❖ **Grilles manuelles** : Composées de barreaux le plus souvent inclinés à 60 –80° sur l'horizontal, elles sont cependant réservées aux très petites stations.
- ❖ **Grilles mécaniques** : Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations et sont utilisées au-delà de 2.000 équivalents-habitants.

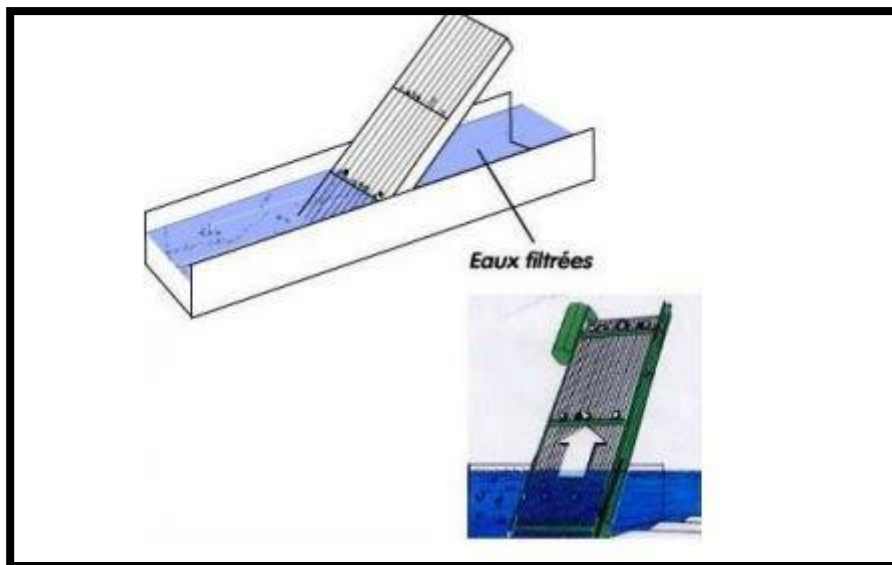


Figure III.2 La grille de dégrilleur

III.2.2. Le tamisage :

Le tamisage est en fait un dégrillage poussé, et consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. Il existe un macro-tamisage (mailles supérieures à 0,3 mm) et un micro-tamisage (mailles inférieures à 100 μ). [6]

III.2.3. Dessablage :

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse est inférieure à 0,3 m/s, vont pouvoir se déposer. Il s'agit principalement des sables. L'élimination des sables présents dans l'effluent brut est une opération indispensable pour :

- Eviter les dépôts dans les canalisations conduisant à leur bouchage.
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion.
- Eviter de perturber les autres stades du traitement (surtout au niveau du réacteur biologique)
- Réduire la production des boues.
- Le dessablage concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à 100 μm .

Il existe plusieurs types de dessableurs dont :

- Les dessableurs à couloir.
- Les dessableurs circulaires à alimentation tangentielle, brassage mécanique ou à insufflation d'air.
- Les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air.

III.2.4. Dégraissage- déshuilage.

C'est un ouvrage qui permet l'élimination des graisses et des huiles (particules supérieures à μm) des eaux résiduaires par sédimentation physique en surface. Il élimine 80% de graisse qui présente 35% de la DCO des eaux usées.

Dans le cas des ERU, les étapes de dessablage et de déshuilage-dégraissage peuvent être réalisées dans le même ouvrage à condition de prendre l'ouvrage dont le volume est le plus grand (généralement c'est le dessableur-déshuileur). [7]

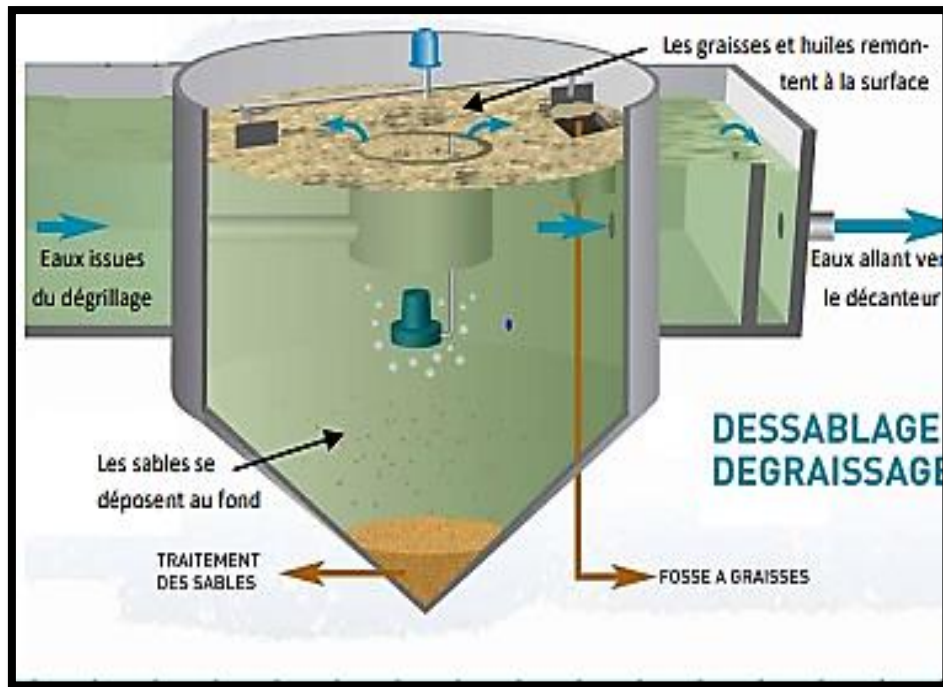


Figure III.3 Schéma dessableur- déshuilleur

III.3. Traitement primaire :

En épuration des eaux usées, le traitement primaire est une simple décantation qui permet de supprimer la majeure partie des matières en suspension. Ce sont ces matières qui sont à l'origine du trouble des eaux usées.

L'opération est réalisée dans des bassins de décantation dont la taille dépend du type d'installation et du volume d'eau à traiter. De la même manière, le temps de séjour des effluents dans ce bassin dépend de la quantité de matière à éliminer et de la capacité de l'installation à les éliminer.

III.3.1. Décanteur primaire :

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières organiques et minérales sedimentables, Le décantation primaire permet d'éliminer pour une vitesse ascensionnelle de 1,2m/h, 30 à 35 DBO5, 40 à 60% de MES, soit 40% de MO, 10 à 30 % de virus, 50 à 90% des helminthes et moins de 50% des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle partie des micropolluante.[7]

La matière décantable va se déposer au fond du bassin et être récupérée sous forme de boue primaire dans les épaisseurs pour être traitée.

III.3.2. Mécanismes de rupture de l'état colloïdal :

La pollution colloïdale est provoquée par la présence de particule dont les dimensions vont du nanomètre au micromètre. Ces particules sont en suspension et stables et ne peuvent être éliminées par une décantation classique. Un mécanisme de rupture de l'état colloïdal, par des agents coagulants-floculants, est nécessaire pour provoquer leur agglomération et décantation.[7]

✓ **La coagulation :**

Permet l'agglomération des particules colloïdales par l'ajout d'un réactif chimique appelé coagulant.

Les principaux coagulants minéraux utilisés en eaux usées urbaines sont :

- Le sulfate d'alumine $Al_2(SO_4)_3$
- Le chlorure ferrique $FeCl_3$
- Le sulfate ferreux $FeSO_4$
- Le chloro sulfate de fer $FeClSO_4$

✓ **La floculation :**

Fait chuter les agrégats formés par la coagulation sous forme de flocons volumineux appelés floccs. Aussi on peut ajouter des réactifs organiques appelés adjuvant ou floculant afin de faciliter la formation des floccs.

Les floculants organiques les plus employés sont les polymères synthétiques de haut poids moléculaire aussi les polymères organiques (silice activée) et polymères naturels (algues).

Les performances dépendent de la quantité des charges polluantes et du dosage des réactifs en général la quantité de MES éliminée est de 90% et pour la DBO_5 de 70 à 80%.

III.3.3. Différents types de décanteur :

✓ **Décanteurs à écoulement horizontal (décanteurs couloirs) :**

Ce sont des décanteurs longitudinaux de forme parallélépipédique, l'eau décantée est reprise dans la partie aval et boues sont extraites au fond. La vitesse de chute des particules du flocc est en fonction de la surface de décantation et non pas par la hauteur du plan d'eau et le radier. L'eau passe par le décanteur horizontalement et les floccs se déposent à la sortie. Ces décanteurs sont parfois équipés d'étages pour but de multiplication de la surface de décantation. On distingue deux formes de décanteur rectangulaire et circulaire.

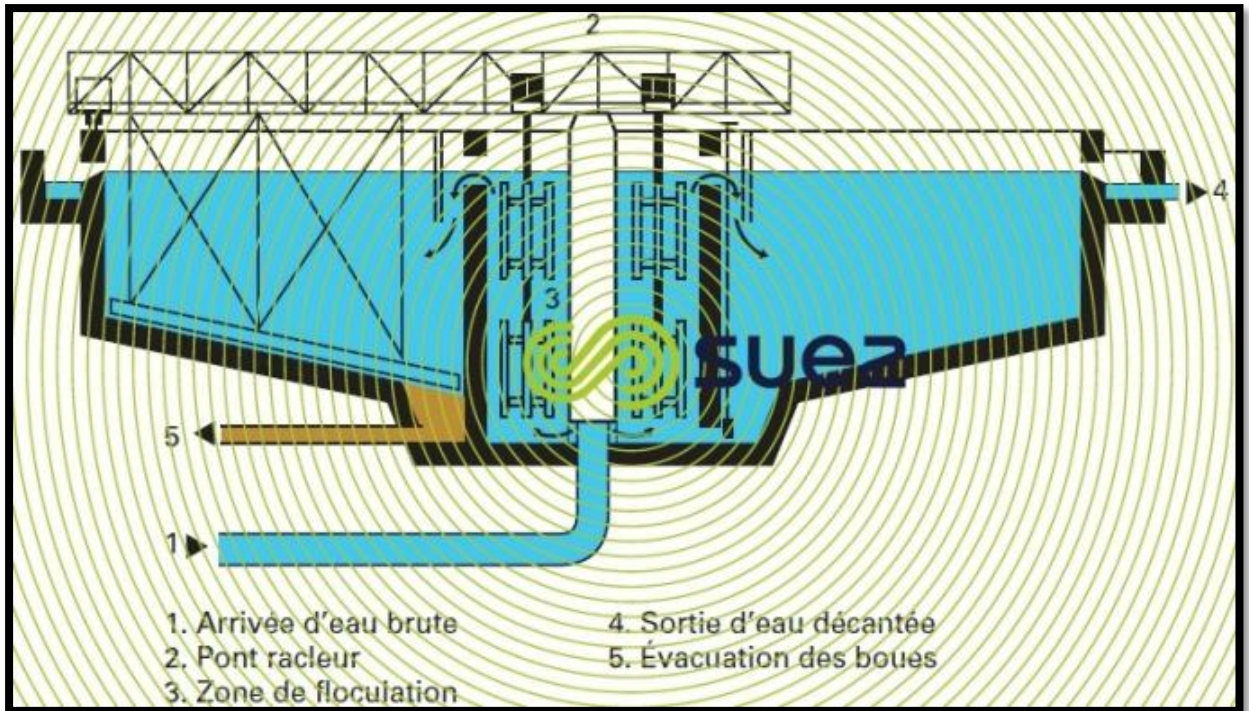


Figure III.4 Décanteur circulaire a pont racleur

✓ **Décanteurs à écoulement vertical :**

C'est des ouvrages sous formes coniques, tronconiques ou bien pyramidales où l'eau passe verticalement avec une vitesse de chute supérieure à la vitesse ascensionnelle de l'eau. Ils sont généralement utilisés pour les stations de 1000 à 2000 Habitants. Avec un temps de séjour de 1h30 à 2h au débit diurne les boues extraites exigent une pente de fond de 60°.

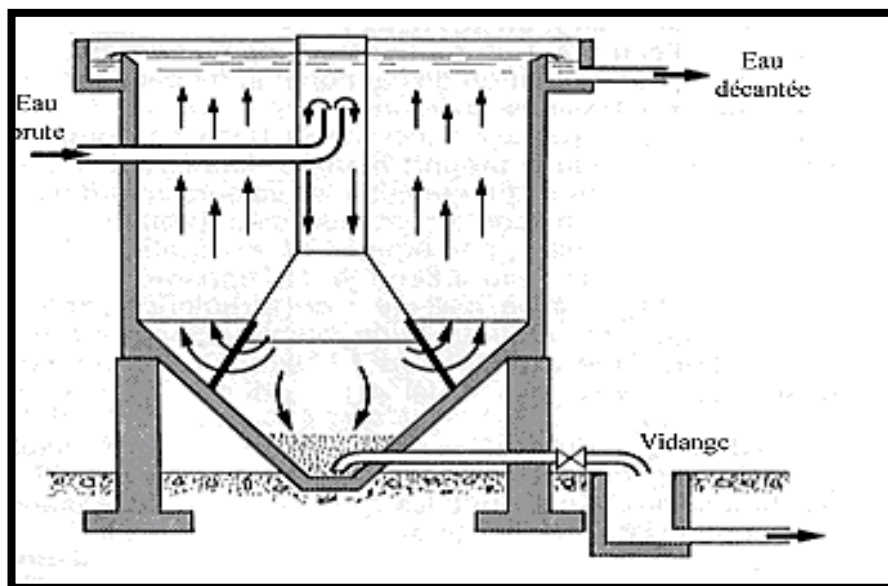


Figure III.5 Décanteur cylindro-conique

III.3.4. Flottation :

La flottation est un procédé de séparation solide-liquide ou liquide-liquide qui s'applique à des particules dont la masse volumique est inférieure à celle du liquide qui les contient.

La flottation est dite assistée si elle met en œuvre des moyens extérieurs (du gaz, air, azote, gaz naturel éventuellement avec réactifs) pour améliorer la séparation de particules naturellement flottables. La flottation est dite provoquée lorsque la masse volumique de la particule, à l'origine supérieure à celle du liquide, est artificiellement réduite pour provoquer sa flottation. [7]

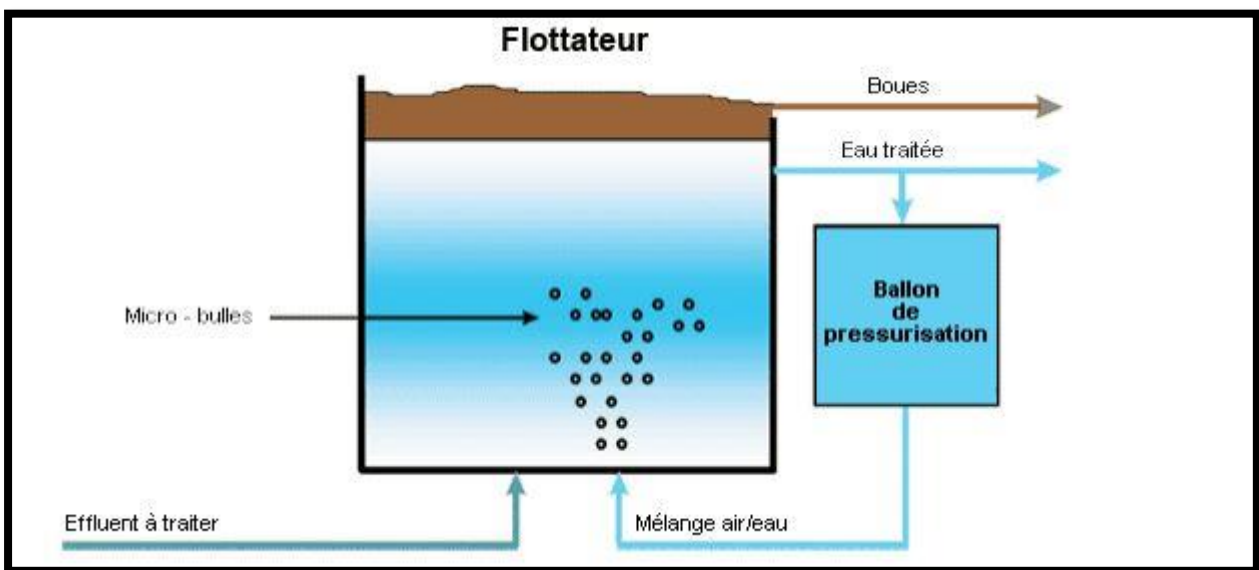


Figure III.6 Description du procédé de flottation

III.4. Traitement biologique :

Le traitement biologique des eaux résiduaires a pour but d'éliminer la matière organique dissoute par action des bactéries et micro organismes. Il permet de passer des éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut séparer de l'eau.

Il faut aussi signaler que la plupart des procédés biologiques exigent un domaine optimum de pH compris entre 6,5 et 8,5 quant à l'activité microbienne, elle est optimale à 30°C et requière des quantités suffisantes en nutriments.

La dégradation biologique à effectuer est caractérisée par le souhait de réduction de la Demande Biologique en Oxygène (DBO).

Dans les systèmes aérobie, l'eau est aérée avec de l'air comprimé (dans certain cas avec de l'oxygène). Les systèmes anaérobies fonctionnent en l'absence d'oxygène.

III.4.1. Classification des techniques d'épuration biologique :

On distingue deux principaux types de procédés biologiques :

III.4.1.1. Les procédés intensifs ou artificiels :

Ils ont pour but de décomposer de façon biochimique et par oxydation les matières non séparables par décantation. Parmi ces procédés, on distingue :

- ❖ Les lits bactériens ;
- ❖ Les disques biologiques ;
- ❖ Les boues activées.

✓ Les lits bactériens :

Le lit bactérien 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. [8]

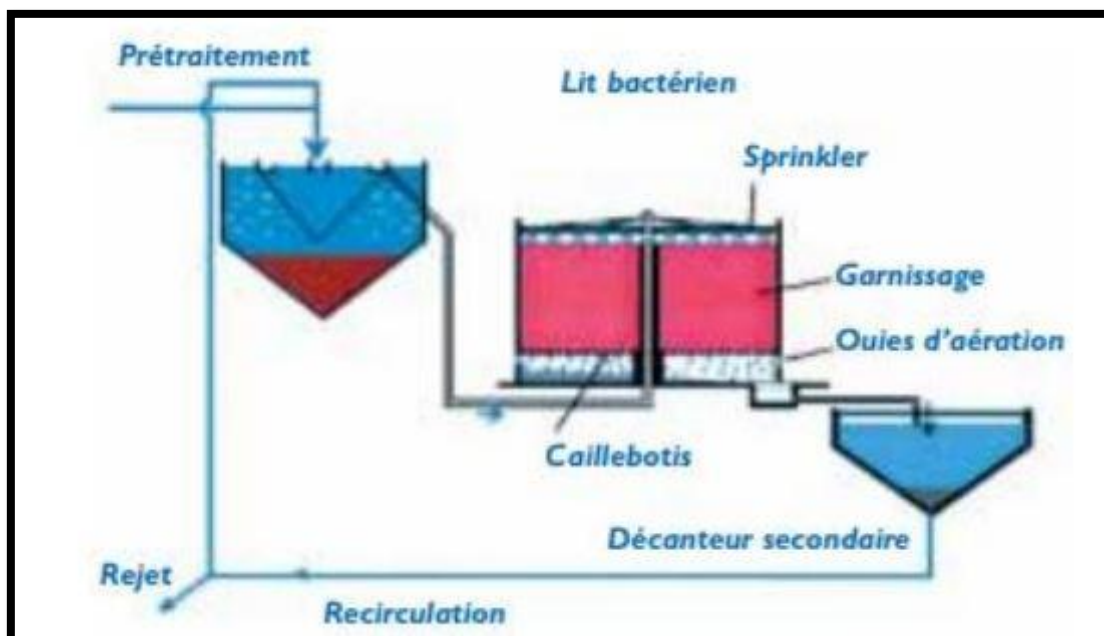


Figure III.7 Lit bactérienne.

Tableau III.1. Avantage et inconvénient des lits bactériens

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none">- Occupation ausolrelativementfaible;- Bonnes performances en termes deréductiondeDBO, DCOetdeMES.	<ul style="list-style-type: none">- Coût d'investissementélevé;- Nesupportepaslavariationdedébitetd e concentrationdes effluents;- Nécessiteunentretienfréquentdesou vrages(maind'œuvreimportante);- Pollutionolfactive;- Nuisanceparledéveloppementdesinsectes ;

✓ Les disques biologiques :

Dans une à disque biologique l'effluent préalablement décanter est admis dans un bassin ou des disques sont partiellement immergés. Ceux-ci tournent dans le sens l'écoulement, ils sont regroupés sur des axes et espacés de 2 à 4cm sur chacun d'eux.

La rotation permet ainsi le contact entre les microorganismes qui se développent fixes aux disques et l'effluent puis l'aération de cette biomasse.

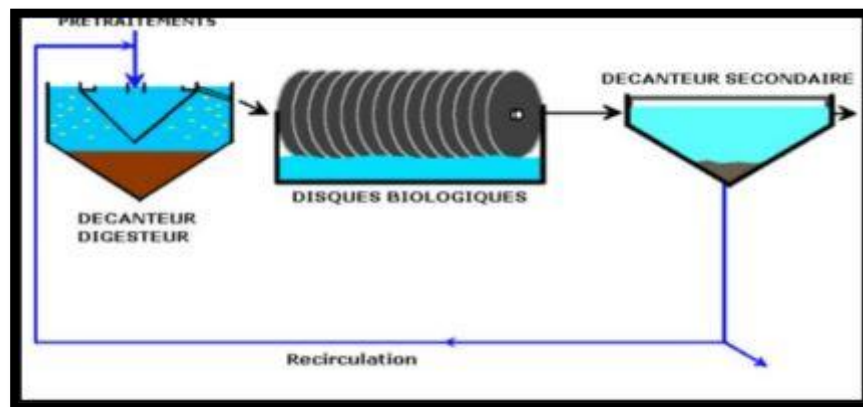


Figure III.8 Schéma de principe d'une filière de type disque biologique



Figure III.9 Disque biologique

Tableau III.2. Les avantages et les inconvénients de disque biologique

Avantage	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Procédé économique.- Exploitation simple.	<ul style="list-style-type: none">- Nes'adaptent pas au traitement à forte charge.- Très sensible à la qualité de l'eau à traiter ;- Ne s'adaptent qu'au traitement de effluents de petites agglomérations.

✓ **Les boues activées :**

Ce principe d'épuration repose sur la dégradation aérobie de la pollution par mélange des micro-organismes épurateurs et d'effluent à traiter. Ce procédé est aujourd'hui utilisé dans la majorité des stations de capacité supérieure à 1 000 équivalents habitants.

Une station d'épuration par boues activées comprend dans tous les cas :

- ❖ Un bassin 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 culture bactérienne ;

- ❖ Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché ;
- ❖ Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassins d'aération.

Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène. [8]

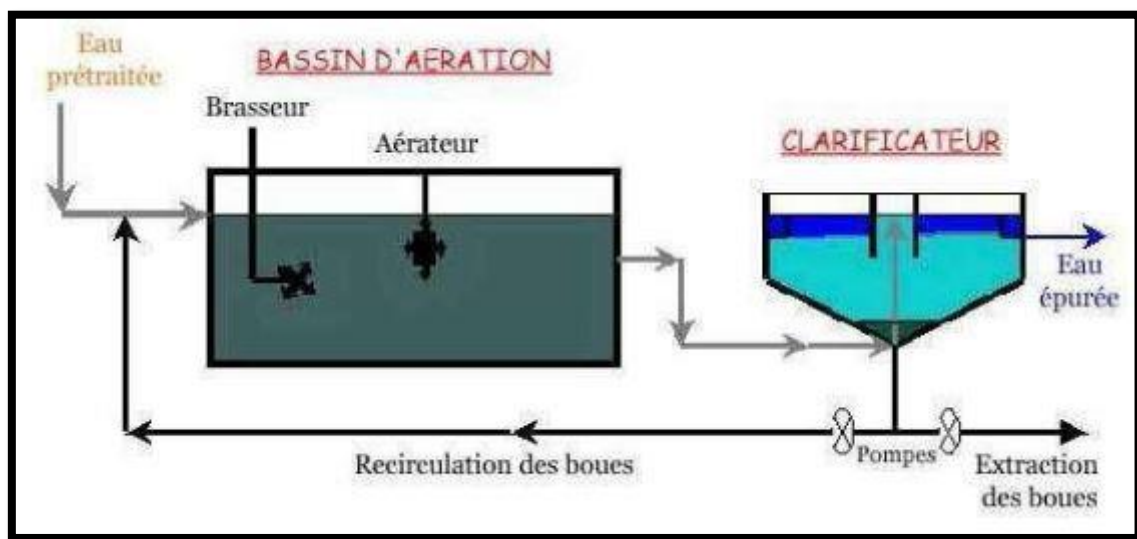


Figure III.10 Boues activées.

En épuration d'eau un réacteur biologique pourra se caractériser suivant les paramètres essentiels :

❖ La charge massique (C_m) :

Elle caractérise l'équilibre biologique du traitement. Elle représente le rapport : Nourriture/ biomasse, elle définit la quantité de substrat polluant (DBO_5) mis à la disposition d'un micro- organisme (ou d'une unité de masse de micro-organismes) par unité de temps.

Elle est exprimée en $kgDBO_5 / kg$ de matière sèche par jour. ($kgDBO_5 / kg$ MVS. J) :

$$C_m = \frac{Q_0 \cdot S_0}{V \cdot X_t}$$

- Q_0 : le débit de l'effluent à traiter [m^3 / j] ;
- S_0 : la concentration en substrat organique, en [$kgDBO_5/m^3$] ;
- X_t : la concentration en biomasse dans le bassin, en [$kgMS/m^3$ ou $kgMVS/m^3$] ;
- V : le volume du bassin en [m^3]. [7]

❖ **La charge volumique (Cv) :**

C'est la masse de pollution entrant journalière par unité de volume du réacteur. La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des d'aération, elle n'aucune signification biologique. Elle S'exprime en **kgDBO₅ / m³.j** :

$$Cv = \frac{Q \cdot S_0}{V}$$

Sur la base des deux paramètres C_v et C_m, On distinguera ainsi 5 classes de boues activées :

Tableau III.3. Classement des procédées par boues activées[7]

Type	C _v (kgDBO ₅ / m ³ .j)	C _m (kgDBO ₅ / kg MVS. J)	Temps de séjour (h)	Rendement (%)
Très faible charge	< 0.3	< 0.1	> 20	> 90
Faible charge	0.3-0.7	0.1-0.25	8-10	> 90
Moyenne charge	0.7-1.5	0.25-0.5	4-6	85
Forte charge	1.5-3	0.5-1.5	2-4	70-80
Très forte charge	> 3	> 1.5	1	70

❖ **Age des boues :**

L'état physiologique de la biomasse est mesuré par l'âge moyen de la boue (le temps de séjour moyen des boues dans le bassin d'aération). Il se définit comme étant le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraite quotidiennement :

$$Ab = \frac{[MES]_{BA} \cdot V_{BA}}{[MES]_E \cdot Q_E}$$

- A_b : l'âge des boues en heure ;
- Q_E : Débit journalier d'extraction des boues en excès ;
- [MES]_{BA} : Concentration en MES des boues activées Kg / m³ ;
- V_{BA} : Volume du bassin d'aération en m³ ;
- [MES]_E : Concentration en MES des boues extraites. [7]

❖ L'indice de Mohlman :

L'indice de Mohlman nous permet de contrôler la qualité de boue activée maintenue dans les bassins d'aérations ainsi que la qualité de décantation au niveau du clarificateur. Cet indice est exprimé en mg/l et calculé à partir de VD_{30} et MES des bassins selon la relation suivante :

$$Im = \frac{VD_{30}}{MES}$$

- VD_{30} : Volume de boue décanté pendant 30 minutes ;
- **MES** : Matière en suspension du bassin.

Selon la valeur de l'Indice de Mohlman on peut distinguer trois catégories de décantation :

Si : $Im < 50 \text{ ml.g-1}$: Mauvaise décantation.

Si : $50 < Im < 150 \text{ ml.g-1}$: Bonne décantation.

Si : $Im > 150 \text{ ml.g-1}$: Phénomène de building (Foisonnement des bactéries filamenteuse).

À la fin de ce traitement, la décantation de l'eau a permis de supprimer environ 60 % des matières en suspension, environ 30 % de la demande biologique en oxygène (DBO) et 30 % de la demande chimique en oxygène (DCO). Cette part de DBO supprimée était induite par les matières en suspension. La charge organique restant à traiter est allégée d'autant.

Les matières supprimées forment au fond du décanteur un lit de boues appelé :

« **Boues primaires** ». [7]

❖ Le besoin en oxygène :

la quantité d'oxygène nécessaire au traitement de la DBO_5 est calculée avec la formule :

$$\text{Besoin en } O_2 \text{ (kg/J)} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$$

- **a'** : Qte de O_2 nécessaire à l'oxydation de 1 kg de DBO_5 ;
- **L_e** : Qte de BDO à éliminer en Kg/J ;
- **b'** : Qte de O_2 nécessaire à la respiration endogène de 1 kg de MVS de boues par jour ;
- **X_t** : Masse de la biomasse dans le bassin d'aération en Kg. [7]

❖ Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leur avantages et inconvénients qu'on va les citer ci-après :

Chapitre III : Les différents procédés d'épuration des eaux usées urbaine

- ✓ **Procédé à forte charge** : Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.
- ✓ **Procédé à moyenne charge** : Le procédé à moyen charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.
- ✓ **Procédé à faible charge** : Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyennes collectivités.

Tableau III.4. Avantage et les inconvénients du procédé à boues activées

Aération prolongée ou faible charge		Moyenne ou forte charge	
Avantages	Inconvénients	Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Ce procédé a l'avantage de la simplicité d'exploitation. • Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisance sur les lits de séchage. • D'autre part le rendement d'épuration est généralement supérieur à 95%. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ce procédé nécessite relativement de grands volumes de bassins. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le taux d'épuration est de 90% pour la moyenne charge et de 85% dans le cas de la forte charge. • Par ailleurs, il y a possibilité de réduire sensiblement des volumes de bassins d'aération et de décantation secondaire. 	<ul style="list-style-type: none"> • La production de grandes quantités de boues très fermentescibles où l'utilisation d'un digesteur de boues.

❖ Bassin d'aération:

Un bassin de boues activées est un ouvrage généralement en béton armé, qui est alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une quantité contrôlable d'air est insufflée, ce qui permet de garder la biomasse et les microorganismes épurateurs en flottation et de leur apporter l'oxygène nécessaire à la dégradation aérobie de la matière organique et minérale (H_2S , NO_3^- , NO_2^-), et même qu'il existe des bactéries qui peuvent assimiler des composés toxiques tels que, les phénols, les formaldéhydes...etc. Les micro-organismes regroupés en formation floculeuse, entraînés par les eaux, parviennent dans le bassin de décantation secondaire (clarificateur). [7]

❖ **Décantation secondaire :**

Le clarificateur est un bassin circulaire, équipé d'un point racleur. La liqueur mixte, venant des bassins biologiques via la deuxième chambre de réparation est séparée en eau épurée et boues biologique par décantation. Les boues décantées sont siphonnées par une pompe à vide, une partie sera cheminée vers la première chambre du répartiteur assurant la recirculation des boues contenant la culture bactérienne épuratrice. Afin de maintenir la concentration en biomasse nécessaire dans ce bassin, l'autre partie sera transmise au flotteur d'où le nom de processus des boues-activées. [8]

III.4.2. Les procédés extensifs ou naturels :

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible. Elles ne comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée.

Parmi ces procédés, on distingue :

- ❖ L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture).
- ❖ Le lagunage.

✓ **L'épandage des eaux:**

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage. Le système épurateur est donc constitué à la fois du sol et des cultures. Ce procédé permet d'enrichir le sol par les éléments nutritifs.

Tableau III.5. Avantages et les inconvénients de l'épandage des eaux

Avantages	Inconvénients
- Enrichissement du sol par les éléments nutritifs.	- Risque de contamination des nappes aquifères. - risque de colmatage des sols. - utilisation de grandes surfaces de terrain. - dispersion des germes pathogènes. - procédé non utilisé en période pluvieuse.

✓ Le lagunage:

Le lagunage est un procédé d'épuration naturel qu'a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. Ces plantes sont des supports aux colonies bactériennes. On a deux types de lagunage :

❖ Le lagunage naturel.

Il consiste à faire séjourner pendant une longue durée les rejets dans des bassins successifs de grande étendue (ressemblant à des étangs) et de faible profondeur (environ 1 m).

Cela permet de favoriser le développement des micro-algues qui apportent l'oxygène nécessaire aux bactéries assurant l'épuration. Après avoir été ainsi épurées, les eaux sont dispersées dans le milieu naturel.

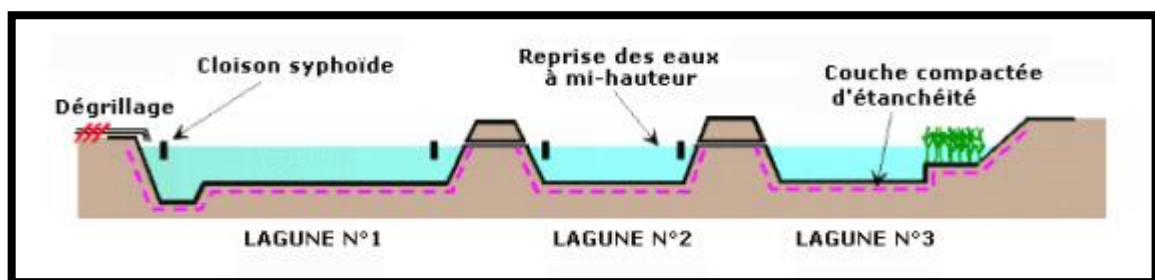


Figure III.11 Lagunage naturel

❖ Le lagunage aéré.

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (surcertainestation, il peut exister plusieurs lagunes d'aération est équipé de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2 à 3m) ou systèmes d'insufflation d'air (profondeur 2 à 5m). [9]

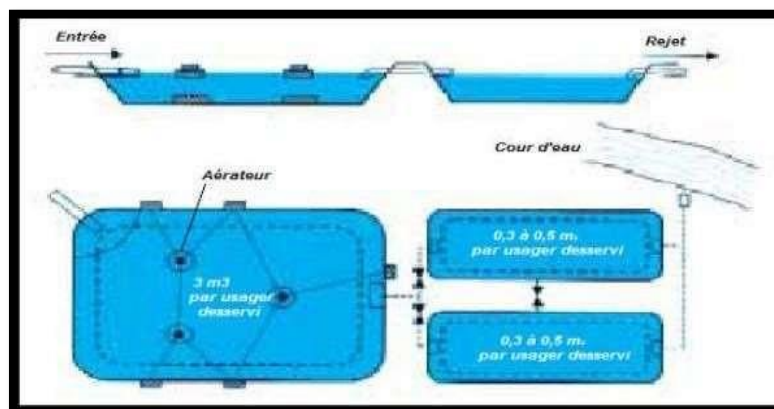


Figure III.12 Le principe d'un lagunage aéré

Tableau III.6. Avantage et inconvénients du lagunage

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none">- Procédé naturel sans aucune consommation d'énergie;- Coût d'investissement relativement faible;- Coût d'exploitation faible ;- Simplicité de fonctionnement.	<ul style="list-style-type: none">- Forte occupation au sol;- Dégagement des odeurs à partir des bassins anaérobies;- Temps de séjour relativement long comparé aux procédés intensifs.- Performances variables suivant les saisons (réduites en hiver).- La concentration résiduelle élevée en matière en suspension.

III.5. Le traitement tertiaire ou complémentaire :

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ce procédé intervient soit pour l'amélioration de la qualité de l'eau rejetée quand cette dernière ne répond pas aux normes de rejet ; Soit dans un usage industriel (lavage de sols ou de produits, systèmes d'incendie...etc.), agricole (irrigation) ou municipal (arrosage de golfs, de pelouses ou de terrains de jeu...) ou leur recyclage (partiel ou total) vers les ateliers de fabrication d'où elles proviennent.

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de réutilisation d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau...).

A. Traitement de l'Azote :

On parle de traitement tertiaire de l'azote lorsque, après un traitement biologique secondaire qui permet éventuellement un abattement partiel des formes azotées, le taux d'azote dans l'effluent reste élevé. Il est nécessaire d'ajouter une étape de dénitrification. La station d'épuration qui élimine environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées, par les traitements de nitrification – dénitrification. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles. Des procédés physique et physico-chimique complémentaires permettent l'élimination de l'azote par : électrodialyse. Résines échangeuses d'ion,

mais ces traitements ne sont pas utilisés dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, pour des raisons de rendement et de coût.[10]

L'élimination de l'azote se fait généralement selon un processus biologique en deux étapes importantes.

❖ La nitrification :

la nitrification est un processus se déroulant sous l'action de certains microorganismes spécifique et qui conduit à la transformation de l'ammoniac(NH_4) (ou de l'ammonium) en nitrate (NO_3^-). Cette transformation est réalisée par des bactéries, en milieu aérobie en 2 étapes :

- **Nitrosation** : sous l'action de bactéries nitreuses aérobies (Nitrosomonas).
- **Nitration** : par les bactéries nitrifiantes aérobies (Nitrobacter).

❖ Dénitrification :

C'est un processus anaérobie par lequel les nitrates sont réduits en azote et en oxydes d'azote. Les micro-organismes utilisent les nitrates comme source d'oxydante à la place de l'oxygène et en présence d'une source d'un carbone organique qui doit être apportée dans le milieu.

B. Traitement du phosphore :

Les normes de rejet sur le phosphore sont de plus sévères pour limiter les phénomènes d'eutrophisation, dus aux phosphates, dans les lacs et les cours d'eau. L'élimination du phosphore, ou " déphosphoration", peut être réalisée par voies physicochimique ou biologiques. En ce qui concerne les traitements physico-chimique, l'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80% et 90% du phosphore, mais engendrent une importante production de boues.[11]

C. Désinfection :

Les techniques conventionnelles de traitement biologique des eaux résiduaires sont capables d'éliminer, dans des proportions variables, les matières en suspension et les matières organiques, mais n'offrent pas une véritable protection vis-à-vis des risques sanitaires.

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...etc.

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires.

L'éventail des techniques de désinfection est assez large, mais, en pratique, les seuls couramment utilisés aujourd'hui sont :

- ❖ la chloration.
- ❖ la chloration-déchloration.
- ❖ l'ozonation.
- ❖ la radiation par ultraviolets.
- ❖ les lagunes de désinfection.
- ❖ Filtraton.

Tableau III.7. Les avantages et les inconvénients de techniques au traitement tertiaire

	Ozone	Filtre sur milieu granulaire
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Très efficace contre les virus. - Spectre d'action large ; - Efficace contre les spores et les kystes, qui sont pourtant les microorganismes les plus résistants. 	<ul style="list-style-type: none"> - Procède compact; - Nécessite peu d'énergie; - Automatisme simple; - Sécurité par rapport au milieu récepteur.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Très instable; - Pas de résiduel; - Grande consommation d'énergie; - Coûts investissement importants 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite de lavage; - Investissement élevé; - Efficacité limitée vis-à-vis de la bactériologie.

D. Réduction de la DCO dure :

La DCO dure appelée aussi DCO ultime ou bien DCO réfractaire est une DCO qui résiste aux traitements précédemment (primaire et secondaire). Elle est généralement due à la présence de molécules organiques difficiles à dégrader, issues de la chimie de synthèse : phénols, composés organohalogénés (AOX), hydrocarbure aromatiques polycycliques (HAP), huiles minérales, pesticides, détergents, colorants, solvant, ou encore tensioactifs.

Il existe deux techniques pour éliminer la DCO dure :

- ❖ Les techniques chimiques ou bien destructives dont les principes consistent en l'oxydant des composés responsables de la DCO dure, l'ozone est l'oxydant le plus utilisé dans ces techniques ;

- ❖ Les techniques physiques, dites séparatives qui permettent d'extraire de l'effluent les substances responsables de la DCO dure pour un traitement ultérieur. L'adsorption sur charbon actif est technique la plus utilisée.[7]



Figure III.13 Filtre charbon actif

III.6. Traitement des boues :

Les boues résiduelles résultent des étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves. Avant d'être rejetées ou réutiliser, les boues doivent subir un traitement qui consiste à les épaisir, les déshydrater et les stabiliser.

Le traitement des boues doit répondre à, au moins, l'un des objectifs suivants :

- La réduction du volume ;
- La réduction du pouvoir fermentescible ;
- La réduction du risque sanitaire et environnemental.

La filière de traitement des boues comprend en générale :

- Traitement d'épaississement ;
- Stabilisation ;
- La déshydratation.[8]

III.6.1. L'épaississement :

L'épaississement des boues consiste à séparer les deux phases solides et liquides sous l'effet des forces gravitaires, il permet une réduction très importante du volume des boues sous grande dépense d'énergie.

III.6.2. La stabilisation :

La stabilisation des boues est obtenue, lorsque les micro-organismes contenus dans les boues n'évoluent plus en dégageant par exemples, des odeurs émanant du processus de fermentation. Il suffit de contrôler cette phase par une diminution des micro-organismes fermentescibles présent dans les boues.

III.6.3. La déshydratation.

La déshydratation des boues produites lors du traitement est réalisée de deux manières :

- En faisant appel aux éléments naturels ;
- Par des procédés mécaniques.

✓ **Déshydratation naturelle :**

Parmi les procédés de déshydratation naturelle, on trouve les lits de sable où ont lieu deux opérateurs successifs :

- Flottation et drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%.
- Evaporation, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques dont le paramètre essentiel est l'humidité relative de l'air au contact de la boue.

✓ **Déshydratation mécanique :**

Ce procédé de traitement de boue dérive généralement des techniques utilisées depuis fort longtemps dans l'industrie.

Il relève de deux principes sont **La filtration** et **la centrifugation**.

III.6.4. Séchage – Incinération :

Le séchage, terme généralement réservé au séchage thermique, consiste à évacuer par évaporation l'eau interstitielle présente dans les boues.

L'incinération conduit non seulement à l'élimination totale de l'eau interstitielle mais également à la combustion des matières organiques des boues.

Le séchage thermique ou l'incinération ne sont généralement appliqués qu'à des boues ayant déjà subi une déshydratation mécanique (filtration ou centrifugation), car l'élimination de l'eau est beaucoup moins chère par des procédés mécaniques que par évaporation.

Les principaux types de fours :

- Fours à sols étagés.
- Fours sécheurs rotatifs.
- Fours lit fluidisé.
- Fours à pulvérisation (ou Flash).

III.6.5. Voies finales d'élimination des boues :

✓ Mise en décharge :

Les boues doivent être stabilisées (siccité minimum : 30% et/ou conditionnées à la chaux, par exemple).

La solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptées.

✓ Utilisation agricole :

Les étapes de cette démarche sont :

- ❖ Analyses et caractéristiques des boues à traiter : valeur agronomique, présence de toxiques et concentration (métaux lourds) ;
- ❖ Etudes de périmètres d'épandage, avec la prise en compte des zones sensibles telles que les zones de captage ;
- ❖ Contact avec les agriculteurs ;
- ❖ Etude pédagogique des zones retenues ;
- ❖ Suivi économique et suivi de la filière.[12]

III.7. Conclusion :

Les eaux usées présentent des risques pour la santé et l'environnement, c'est pourquoi les stations d'épuration aident à réduire la pollution de l'eau et ces risques peuvent être minimisés. Compte tenu de la nature des éléments présents dans les eaux usées, le traitement varie en fonction de sa nature.

Les stations d'épurations économisent également l'eau en la réutilisant dans d'autres domaines.



Chapitre IV
Réutilisation des eaux
usées épurées en
irrigation

IV.1. Introduction :

L'agriculture font partie des activités que les habitants de Hassi Bahbah ont tendance à faire, mais ce sont les plus gros consommateurs de ressources en eau. En effet, avec la persistance de la sécheresse, la faible pluviométrie et le manque d'eau agriculture, la production a diminué. Il s'avère que l'utilisation de ressources en eau non traditionnelles est appropriée pour compenser les dégâts, et on peut lui donner une place pour fournir de l'eau d'irrigation pour l'agriculture. L'objectif de ce travail est donc de voir l'utilisation des eaux usées traitées pour l'agriculture, et si elle aura vraiment sa place dans la résolution des problèmes des agriculteurs issus de cette pénurie.

IV.2. Réutilisation des eaux usées épurées :

La réutilisation des eaux usées épurées, également appelée réutilisation des eaux usées traitées ou réutilisation des eaux recyclées, est un processus consistant à traiter les eaux usées provenant de sources diverses, telles que les eaux usées domestiques, industrielles ou agricoles, afin de les rendre propres à être réutilisées à des fins spécifiques. Plutôt que de rejeter ces eaux usées traitées dans l'environnement ou dans les cours d'eau, elles peuvent être récupérées et utilisées pour différentes applications.

La réutilisation des eaux usées épurées présente plusieurs avantages, notamment la réduction de la demande en eau douce, la préservation des ressources en eau, la protection de l'environnement en évitant le rejet direct de polluants dans les milieux naturels, et la sécurité en matière d'approvisionnement en eau dans les régions souffrant de stress hydrique.

Cependant, il est essentiel de s'assurer que les eaux usées sont correctement traitées et que les normes de qualité de l'eau sont respectées pour garantir la sécurité sanitaire lors de leur réutilisation. La réutilisation des eaux usées doit être réglementée et suivre des procédures strictes pour minimiser les risques potentiels pour la santé publique et l'environnement.

Les méthodes de traitement des eaux usées épurées varient en fonction du degré de purification nécessaire pour répondre aux normes de qualité de l'eau pour une utilisation spécifique. Voici quelques exemples d'utilisations possibles pour les eaux usées épurées :

- ✓ **Irrigation agricole :** Les eaux usées traitées peuvent être utilisées pour l'irrigation des cultures, ce qui contribue à la conservation de l'eau douce et à la fertilisation des sols grâce aux nutriments contenus dans les eaux usées.
- ✓ **Utilisation industrielle :** Certaines industries peuvent utiliser des eaux usées traitées pour leurs processus industriels non critiques ou comme eau de refroidissement.

- ✓ **Utilisation municipale non potable :** Les eaux usées traitées peuvent être utilisées pour l'irrigation des espaces verts, le lavage des voitures, le remplissage des étangs, etc.

IV.3. Critères de qualité pertinents pour les eaux traitées utilisées en irrigation :

L'utilisation des eaux usées en agriculture est une pratique très ancienne. Si l'obligation de traiter les eaux usées s'est imposée pour la plupart des pays à partir du début du 20^{ème} siècle, l'épandage direct est encore très répandu dans le monde, pour l'apport d'eau aux cultures, mais surtout pour leur pouvoir fertilisant. En effet, elles possèdent une teneur importante en carbone, azote et phosphore. Lorsqu'il s'agit d'évaluer la qualité des eaux traitées utilisées en irrigation, plusieurs critères sont pertinents pour s'assurer que l'eau ne compromet pas la santé des plantes, la fertilité du sol ni la sécurité alimentaire. Voici quelques-uns des critères de qualité importants à considérer :

IV.3.1. Composition physio – chimique :

- ✓ **Concentrations de nutriments essentiels (azote, phosphore, potassium) :**

Pour éviter des déséquilibres nutritionnels dans le sol et les plantes.

1. Le potassium est présent dans les effluents secondaires à hauteur de 10 à 30 mg/l. Il peut donc couvrir une partie des besoins des plantes ;
2. Concernant les nutriments, l'azote est utilisable par les plantes sous ses formes solubles NH_4^+ et NO_3^- , qui sont les formes majoritairement présentes dans les eaux usées épurées. En réalité, l'azote est bénéfique pour les végétaux pendant leur croissance, mais est beaucoup moins bénéfique à leur maturité (Drechsel et al., 2011) ;
3. Une concentration d'azote total inférieure à 30 mg/l est considérée comme sans effet pour la plupart des cultures (Asano et al., 2007; ISO, 2015a) ;
4. Le phosphore n'a quant à lui pas d'effet négatif connu, il a au contraire une forte valeur agronomique (utilisation d'eaux usées épurées au lieu d'engrais azotés et phosphorés). Néanmoins, la teneur maximale recommandée en phosphore total pour les eaux d'irrigation est de 7 mg/l (ISO, 2015a).[13]

- ✓ **pH de l'eau :**

L'acidité ou l'alcalinité de l'eau peut influencer l'absorption des nutriments par les plantes. Le pH de l'eau d'irrigation devrait se situer entre 6,5 et 8,5.

- ✓ **Matières en suspension :**

Une teneur excessive en particules en suspension peut entraîner des problèmes de colmatage des systèmes d'irrigation.

✓ **Salinité:**

Une salinité excessive peut endommager les plantes et compromettre la structure du sol.

La salinité est mesurée par deux paramètres essentiels à savoir la conductivité et le SAR.

✓ **La conductivité :**

La conductivité électrique est une mesure de la salinité de l'eau et de sa capacité à conduire l'électricité en raison de la présence de sels dissous. Elle est utilisée pour évaluer la qualité de l'eau d'irrigation et pour prendre des décisions de gestion appropriées afin d'éviter les problèmes de salinité dans les sols et les cultures.

Tableau IV.1. Classes d'aptitude de l'eau à l'irrigation, modifiées d'après

Classe	conductivité $\mu\text{S}/\text{cm}$ à 25°C	Remarques
C1	$0 < C_E < 250$	- faible minéralisation de l'eau - utilisation sur la plupart des cultures et des sols.
C2	$250 < C_E < 750$	- minéralisation moyenne - utilisation sur sol modérément lessivé et plantes moyennement tolérantes au sel
C3	$750 < C_E < 2250$	- eau salée - utilisation sur sol bien drainé et plantes tolérantes au sel - contrôle de l'évolution de la salinité obligatoire
C4	$2250 < C_E < 5000$	- minéralisation forte - utilisation non souhaitable en agriculture

Source : US SALINITYLABORATORY, 1955

D'après les résultats obtenus dans le **Tableau II.1** :

$$C_E = 2075 \mu\text{S}/\text{cm}$$

$$750 < C_E < 2250$$

✓ **SAR (Sodium Adsorption Ratio ; en anglais):**

Il s'agit d'un paramètre important utilisé pour évaluer la qualité de l'eau en irrigation, en particulier en ce qui concerne la salinité et la présence de sodium.

Le SAR est un indice qui mesure la concentration relative de sodium par rapport aux cations (ions positifs tels que calcium et magnésium) dans l'eau d'irrigation. Il est souvent utilisé pour évaluer le potentiel de dégradation de la structure du sol en raison de la présence excessive de sodium.

Lorsque le SAR est élevé, cela peut entraîner une accumulation de sodium dans le sol, provoquant un déséquilibre dans les échanges ioniques et affectant la perméabilité et la structure du sol.

En général, un SAR élevé peut avoir plusieurs effets négatifs sur le sol et les cultures :

- Diminution de la perméabilité du sol, ce qui peut entraîner un mauvais drainage et une accumulation d'eau.
- Détérioration de la structure du sol, formant des agrégats instables.
- Réduction de l'absorption des nutriments par les plantes.
- Diminution de la croissance des plantes et risque accru de stress hydrique.

Les valeurs de SAR sont généralement exprimées en unités (mmol/L) ou en pourcentage. Les seuils acceptables de SAR varient en fonction du type de sol, de la culture et des pratiques locales, mais en général, un SAR inférieur à 10 est considéré comme acceptable pour la plupart des cultures. Cependant, il est important de noter que les seuils exacts peuvent différer en fonction des conditions spécifiques de l'endroit où l'irrigation est pratiquée.

Lorsqu'on évalue la qualité de l'eau d'irrigation en utilisant le SAR, il est important de prendre en compte d'autres paramètres tels que la salinité, la composition ionique et les caractéristiques du sol pour obtenir une image complète de l'impact potentiel sur les cultures et le sol.

on distingue quatre classes :

- **S1 : SAR < 10** : L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans risque d'alcalinisation ;
- **S2 : 10 < SAR < 18** : Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol. Ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau ;
- **S3 : 18 < SAR < 26** : Les eaux contenant une quantité de sodium élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques ;
- **S4 : SAR > 26** : Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité très faible et si on ajoute du gypse ou autre source de Ca soluble pour améliorer le bilan ionique.[3]

Estimation du SAR : Le SAR est calculé par la relation suivante :

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

Où :

- **Na⁺** : est la concentration de sodium = 127,75mg/l;
- **Ca²⁺** : est la concentration de calcium = 284,16mg/l;

- Mg^{2+} : est la concentration de magnésium = 141,95mg/l.

Donc :

$$SAR=8,7 < 10$$

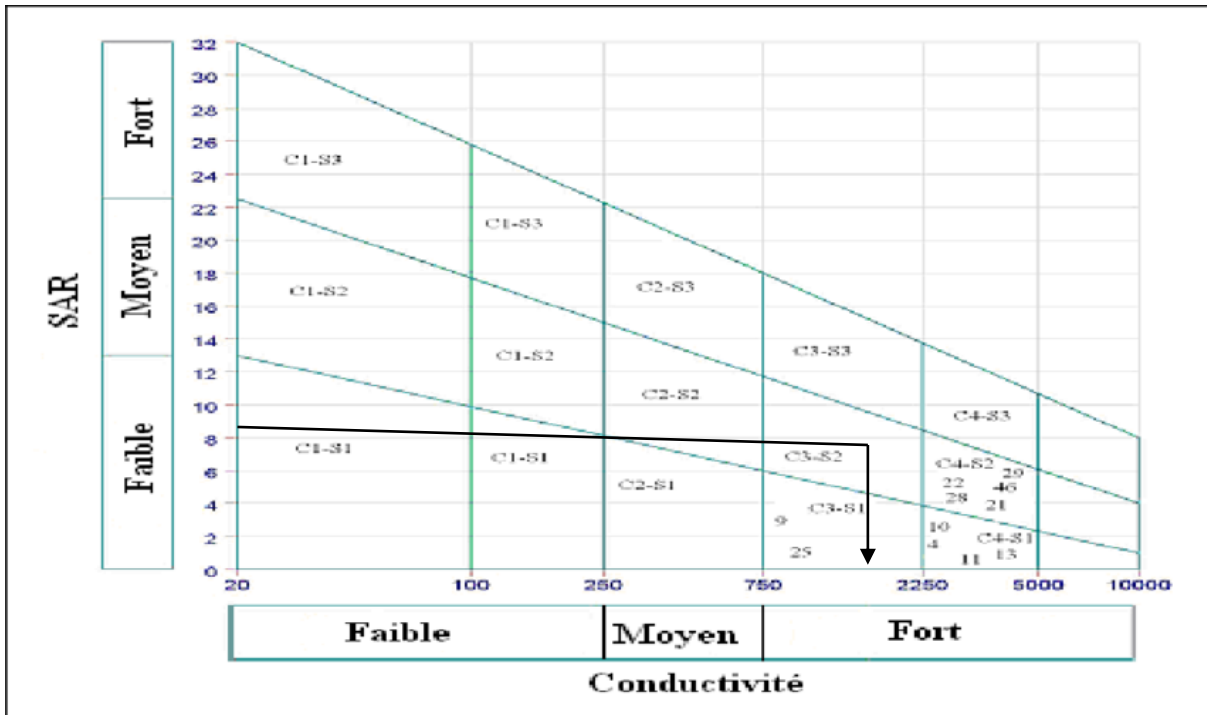


Figure IV.1 Diagramme de classification des eaux d'irrigation

IV.3.2. Paramètres microbiologiques.

Lorsqu'il s'agit d'évaluer la qualité microbiologique de l'eau utilisée en irrigation, plusieurs paramètres sont pris en compte pour déterminer la présence de micro-organismes pathogènes et le risque potentiel pour les plantes, le sol et la sécurité alimentaire. Quelques paramètres microbiologiques importants à considérer :

- Les virus ;
- Les bactéries ;
- Les protozoaires ;
- Les helminthes.[13]

La mesure de la charge totale de micro-organismes dans l'eau peut donner une indication générale de la qualité microbiologique. Cela peut inclure des méthodes telles que la détermination de l'unité formant colonie (UFC) ou d'autres indicateurs de la densité microbienne.

ANNEXE

**SPECIFICATIONS DES EAUX USEES EPUREES
UTILISEES A DES FINS D'IRRIGATION**

1. PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES

GROUPES DE CULTURES	PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES	
	Coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique)	Nématodes intestinaux (œufs/l) (moyenne arithmétique)
Irrigation non restrictive. Culture de produits pouvant être consommés crus.	<100	Absence
Légumes qui ne sont consommés que cuits. Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	<250	<0,1
Arbres fruitiers (1). Cultures et arbustes fourragers (2). Cultures céréalières. Cultures industrielles (3). Arbres forestiers. Plantes florales et ornementales (4).	Seuil recommandé <1000	<1
Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6).	pas de norme recommandée	pas de norme recommandée

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

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

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

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

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

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

Figure IV.2 Les paramètres microbiologiques (Journal officiel de la république algérienne)

IV.3.3. Paramètres toxicologiques.

Il est tenu compte de la présence de produits toxiques ou chimiques potentiellement dangereuses, par exemple :

Concentrations de métaux lourds (plomb, cadmium, mercure, etc.) : des niveaux élevés peuvent être toxiques pour les plantes et la chaîne alimentaire.

Tableau IV.2. Directives concernant la qualité toxicologiques des eaux usées utilisées en Agriculture.

Paramètres	Unités	Valeurs Limitées maximales	
Toxicologiques	Aluminium	Mg/l	20.0
	Cyanures	Mg/l	0.5
	Fluore	Mg/l	15.0
	Phénols	Mg/l	0.002
	Cadmium	Mg/l	0.05
	Cuivre	Mg/l	5.0
	Plomb	Mg/l	10.0
	Chrome	Mg/l	1.0
	Manganèse	Mg/l	10.0
	Zinc	Mg/l	10.0
	Nickel	Mg/l	2.0
	Fer	Mg/l	20.0
	Arsenic	Mg/l	0.2
	Béryllium	Mg/l	0.5
	Bore	Mg/l	2.0
	Cobalt	Mg/l	5.0
	Lithium	Mg/l	2.5
	Mercure	Mg/l	0.01
	Molybdène	Mg/l	0.05
	Sélénium	Mg/l	0.02
Vanadium	Mg/l	1.0	

Source : journal officiel de la République Algérienne N26° du 2012.

Tableau IV.3. Normes des eaux usées dans l'irrigation

Paramètre	Unités	Résultat	Valeurs maximales
Température	°C	15	30
PH	-	7,34	5,5 à 8,5
MES	Mg/l	502	30
DBO	Mg/l	339	20
DCO	Mg/l	712	120
N	Mg/l	94	30
P	Mg/l	25	7
Sodium	Mg/l	127,75	/
Calcium	Mg/l	284,16	/
Magnésium	Mg/l	141,95	/
Conductivité	µs/cm	2075	/
Coliformestotaux	Nombre dans 100ml d'éch		<20.000
Coliformesfécaux	Nombre dans 100ml d'éch		<120.00
Streptocoquesfécaux	Nombre dans 100ml d'éch		<2000

IV.4. Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

Le choix des cultures à mettre en place est une condition nécessaire à la réussite de la réutilisation des eaux usées traitées. Le choix des cultures dans l'espace (assolement) et dans le temps (rotation) doit tenir compte des besoins de la population locale et des techniques d'amélioration du sol. Le système de culture permet de choisir les cultures les mieux adaptées à la qualité de l'eau et aux spécificités régionales.

Tableau IV.4. Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

Groupes de cultures pouvant être Irriguées avec des eaux usées épurées	Liste des cultures
Arbres fruitiers(*)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères (**)	Bersim, maïs, sorgho fourragers, vesce et luzerne.
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticale et avoine.
Cultures de production des semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et triplex.
Plantes florales à sécher ou à usage industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

Source : arrêté interministériel 2012.

IV.5. Avantages et inconvénients de la réutilisation des eaux usées épurées en Irrigation :

IV.5.1. Avantage de la REUE en Irrigation :

- ❖ Exploitation d'une ressource durable qui réduit la demande en eau conventionnelle ;
- ❖ Valorisation des nutriments des EUE. ;
- ❖ Augmente la production agricole ;
- ❖ Évite des investissements coûteux pour la capture et l'entreposage des eaux de ruissellement;
- ❖ A plus d'avenir à court et à moyen terme ;
- ❖ Améliore la qualité des eaux en aval des sites où les eaux usées étaient déversées (cours d'eau, lacs et eaux littorales) ;
- ❖ Réduit le besoin en fertilisants commerciaux ;
- ❖ Réduit les coûts de traitement des eaux pour les utilisateurs en aval.

IV.5.2. Inconvénients de la REUE en Irrigation :

- ❖ Problèmes de santé humaine et animale associés à une mauvaise utilisation des eaux usées ou recyclées ;
- ❖ Peu de lois pour une meilleure utilisation des eaux usées ;

- ❖ Certaines cultures plus difficilement vendues sur le marché (Problème d'acceptabilité sociale).
- ❖ Propriétés souvent complexes des eaux usées ;
- ❖ Une mauvaise qualité des eaux recyclées peut avoir un impact négatif sur les sols et les cultures ;
- ❖ Coût quelques fois élevé pour le traitement des eaux usées. [13]

IV.6. Calcule des besoins en eau :

Les besoins en eau se définissent comme la quantité d'eau supplémentaire nécessaire, par le biais de l'irrigation, afin de compléter l'apport provenant des précipitations. Avant d'évaluer les besoins en eau spécifiques aux cultures, il est impératif de prendre en compte divers paramètres liés aux plantes, ainsi que les données climatiques et pédologiques de la zone en question.

Besoins des cultures : $ETM = kc * ET_0$

IV.6.1. Concept de l'évapotranspiration potentielle de référence : (ET_0)

L'évapotranspiration potentielle de référence (ET_0) est une mesure théorique de l'évaporation et de la transpiration d'une surface végétalisée idéale dans des conditions atmosphériques standardisées. Elle sert de base pour estimer les besoins en eau des cultures réelles dans une région donnée.

IV.6.2. Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence: (ET_0)

Les recherches actuelles concernant les besoins en eau des cultures agricoles ne visent plus exclusivement à obtenir des données précises pour chaque type de plante. Au contraire, elles s'orientent principalement vers la création de formules universelles qui permettent de calculer de manière rationnelle ces besoins, quel que soit le lieu géographique.

Pour le calcul de l'évapotranspiration de référence, il existe plusieurs méthodes, réparties en deux classes :

✓ **Les méthodes directes:**

L'évapotranspiration ou cuvelysimétrique

✓ **Les méthodes indirectes :**

Ces méthodes permettent le calcul de l' ET_0 à partir de formules basées sur des paramètres climatiques.

Il existe des formules du calcul dont les principales sont : Priestley-Taylor, Makkink,

Turc Hargreaves, Blaney-Cridle, Thornthwaite, Penman et Monteith modifiée

✓ **Formule Modifiée de Penman_Monteith**

En 1948, Penman et Monteith ont collaboré pour élaborer un bilan énergétique en utilisant une méthode de transfert de masse. À partir des données climatologiques telles que l'ensoleillement, la température, l'humidité et la vitesse du vent, ils ont développé une équation permettant de calculer

l'évapotranspiration d'une surface libre d'eau. Depuis lors, la formule modifiée de Penman-Monteith est devenue l'approche prédominante pour estimer l'évapotranspiration, et elle est fortement recommandée par la FAO. Cette formule est détaillée comme suit :

$$ET0 = \frac{0,408\Delta(Rn - G) + \gamma \frac{Cste}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0,34u_2)}$$

Avec:

- **ETo**: Evapotranspiration de référence[mmjour-1],
- **Rn**: Rayonnement net à la surface de la culture[MJm-2jour-1],
- **G**: Densité de flux de chaleur dans le sol[MJm-2jour-1],
- **T**:Température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2m [°C]
- **U₂** : Vitesse du vent à unehauteurde2m [m s-1],
- **es**: Pression de vapeur saturante [kPa],
- **ea**: Pression de va peur réelle [kPa],
- **es**: Déficit de pression de va peur saturante [kPa],
- **D** : Pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C-1],
- **g** : constante psychrométrique [kPa°C-1].

Nous avons utilisé le logiciel CROPWAT (FAO, 2008) pour calculer l'évapotranspiration de référence en utilisant la méthode de Mr Penman et Monteith. Nous avons alimenté le logicielavecles données mensuelles suivantes :

- ✓ **Température** : les températures minimales et maximales mensuelles.
- ✓ **Humidité de l'air**: l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- ✓ **Insolation journalière** : mesurée en heures d'insolation.
- ✓ **Vitesse du vent** : la vitesse du vent, qui peut être introduite en mètres parseconde(m/s).

Tableau IV.5. Résultat du calcul d'ET0

Month	Min Temp °C	Max Temp °C	Humidity %	Wind m/s	Sun hours	Rad MJ/m ² /day	ETo mm/month
January	0.1	8.6	0	4.2	10.1	14.0	110.30
February	0.7	12.1	0	4.1	11.0	17.7	118.15
March	3.4	18.5	0	4.3	12.0	22.6	183.80
April	6.2	12.6	5	4.3	13.1	27.2	171.72
May	10.9	24.4	17	7.3	14.0	30.2	290.79
June	15.7	30.4	28	3.9	14.4	31.3	259.24
July	17.3	31.5	30	3.7	14.2	30.7	266.89
August	18.5	33.2	32	3.6	13.4	28.1	260.63
September	13.9	26.8	34	3.6	12.4	24.1	195.95
October	9.9	21.5	25	3.7	11.3	19.0	163.51
November	4.5	14.4	5	4.0	10.3	14.8	132.46
December	1.9	10.2	0	4.2	9.9	12.9	116.27
Average	8.6	20.4	15	4.2	12.2	22.7	2269.71

Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période pour chaque stadevégétatif le bilan hydrique suivant :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + RFU_i - 1)$$

Où:

- **ETM**: est la valeur de l'évapotranspiration maximale en mm, elle est égale à:

$$ET_0 * K_c$$

- **K_c**: le coefficient culturel de la culture considérée.
- **P_{eff}**: est la pluie efficace.
- **RU**: La réserve utile.

IV.6.3. Calcule de la pluie efficace :

L'efficacité de la pluie peut être définie comme la part des précipitations réellement utiles pour répondre aux besoins de la culture, une fois que l'on a pris en compte les pertes dues au ruissellement en surface, à la percolation en profondeur, et d'autres facteurs similaires. Il existe plusieurs méthodes pour calculer cette efficacité de la pluie, mais dans ce contexte, nous allons privilégier la méthode du pourcentage détaillé, qui est décrite comme suit:

$$Pluies\ efficaces = 0,8 \times Pluies\ Totales$$

Avec :

"A" est représenté par un coefficient estimé à 0,8.

IV.6.4. Calcul de la réserve en eau du sol:

C'est la quantité d'eau contenue dans la tranche du sol explorée par les racines, entre le point de ressuyage et le point de flétrissement. Mais les plantes ayant d'autant plus de mal à extraire l'eau que l'humidité s'approche du point de flétrissement. La réserve facilement utilisable (RFU) se calcule par la formule suivante :

$$RFU=(hcc-hpf)*Y*Da*Z$$

Dans notre cas, la réserve en eau du sol du mois précédent (mois i-1) peut être calculée comme suit, en utilisant les paramètres suivants:

- **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:** la Densité apparente du sol

La réserve en eau du sol du mois est donnée par la formule suivante :

$$Rs=K*RFU$$

Tel que:

K: est coefficient = 1 ou 1/2, 1/3 ou 0 dans le cas de réserve en eau nulle.

IV.6.5. Culture des arbres :

Tableau IV.6. pourcentage de superficie des différentes cultures

CULTURE	SUPERFICIE HECTARE
Olives	100

La formule de calcul des besoins en eau est la suivante :

$$B= ETM-(P_{eff}+ RFU)$$

Chapitre IV : Réutilisation des eaux usées épurées en irrigation

Tableau IV.7. les besoins d'irrigation d'olives

Mois	Pluie (mm)	Pe_{eff} (mm)	ET₀(mm)	K_c	ETM (mm)	Z (m)	RFU (mm)	Rs-1 (mm)	B_{net} (mm)
Sep	37.8	24.2	195.95	0.7	137,16	1.5	135		0
Oct	30.5	19.5	163.51	0.6	98,11	1.5	135	0	78,47
Nov	22.1	14.1	132.51	0.6	79,51	1.5	135	67.5	65,27
Déc	28.1	17.9	116.27	0.6	69,76	1.5	135	67.5	51,73
Jan	23.1	14.8	110.3	0.5	55,15	1.5	135	67.5	40,22
Fév	25.1	16.1	118.15	0.5	59,08	1.5	135	18.4	42,84
Mars	22.1	14.1	183.8	0.5	91,9	1.5	135	18.4	77,67
Avril	27	17.3	171.72	0.6	103,02	1.5	135	18.4	85,60
Mai	26.7	17.1	290.79	0.7	203,53	1.5	135	0	186,32
Juin	11.3	7.23	259.24	0.8	207,42	1.5	135	0	200,03
Juill	8	5.12	266.89	0.8	213,52	1.5	135	0	208,26
Aout	25.5	16.32	260.63	0.8	208,54	1.5	135	0	192,05

IV.6.6. Calcul du débit spécifique :

La dose irrigation correspond à la quantité eau nécessaire à la satisfaction des besoins en eau De la plante. Ces besoins sont variables en fonction du système irrigation en place sur la parcelle. La dose peut être exprimée en millimètre d'eau, en m³ /hectare ou bien encore en litres/arbre :

Equivalences : 1 mm = 10 m³ /ha = 1 L/m²

$$qs = \frac{B_{net} \times 10000}{K \times 30 \times 22 \times 3600}$$

En utilisant les valeurs suivantes :

- B_{net} : Besoin mensuel maximum net, exprimé en mm/mois, égal à 208.26
- 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
- K : Coefficient efficience global du système d'irrigation ≈ 0,75

IV.6.7. Evaluation du débit caractéristique :

Le calcul du débit caractéristique permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débitde pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q = qs \times S$$

- **qs** :égal le débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)
- **S** : c'est la superficie nette à irriguer = 100 ha

Donc :

$$qs=1,17 \text{ l/s/ha}$$

Ona :S= 100 ha

Alors :

$$Q= 1.17*100=117 \text{ l/s}=10108,8\text{m}^3/\text{j}$$

IV.7. Conclusion :

L'impact de la réutilisation des eaux usées épurées sur l'irrigation dépend de la qualité de l'eau épurée, de la gestion adéquate de l'irrigation, et de la conformité aux réglementations en vigueur. Lorsqu'elle est réalisée de manière responsable, la réutilisation des eaux usées épurées peut offrir des avantages significatifs en matière de préservation des ressources en eau et de durabilité de l'agriculture.



Chapitre V
Estimation du besoin et
des charges polluantes

V.1. Introduction :

De la planification d'une station d'épuration, il est essentiel d'évaluer les débits et les propriétés des eaux usées à traiter, également appelés charge polluante. Ces éléments constituent les fondements nécessaires pour dimensionner les ouvrages de la station de traitement des eaux usées.

V.2. Estimation des besoins en futur :

On a deux types de consommation :

- Consommation domestique ;
- Consommation des équipements.

V.2.1. Consommation domestique :

$$Q_j = N_{hab} \times Dot \dots \dots \dots V.1$$

Avec :

- **Q_j** : La consommation journalier (m³/j) ;
- **N_{hab}** : Population ;
- **Dot** : la dotation (l/j/habitant).

Tableau V.1. Consommation en eau de la ville de Hassi Bahbah.

Horizon	2023	2033	2053
Population	128967	158758	240575
Dotation (l/j/habitant)	150	150	150
Consommation journalière « Q_{moy j} (m³/j) »	19345.05	23813.7	36086.25

Chapitre V : Estimation du besoin et des charges polluantes

V.2.2. Consommation des équipements :

Tableau V.2. Consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville de Hassi Bahbah

Type d'équipements	Infrastructures	Unité	Effectifs	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen m ³ /j
Educatifs	40. Ecole primaire	élève	12900	20l/j/élève	258
	10. CEM	élève	10834	20 l/ j/élève	216,68
	05. lycée	élèves	4154	20 l/ j/élève	83,08
	01. Centre de formation	élèves	500	20 l/ j/élève	10
Sanitaires	01 Hôpital	Lits	240	400	96
	01 polyclinique	personnes	100	20	2
	05 salles de soins	personnes	50	20	5
administratifs	Siège d'APC	employés (e)	60	20	1,2
	Siège de PTT	employés (e)	25	20	0,5
	Siège de Daïra	employés (e)	45	20	0,9
	Service des forêts	employés (e)	15	20	0,3
	Banque agricole et	employés (e)	15	20	0,3
	Développement Rural				
	S/division hydraulique	employés (e)	15	20	0,3
S/division agriculture	employés (e)	15	20	0,3	
	OPGI	employés (e)	15	20	0,3
commerciale	20 cafés	café	20	200	4
	15 restaurants	repas	100	20	30
	09 bains	personnes	50	150	67,5
	15 douches	personnes	50	150	112,5
	01 tuerie	tête	15	200	3
	01 Huilerie		1	4000	4
	12 stations de lavage	véhicule	10	100	12
	graissage				
Socioculturel et sportif	Maison de jeunes		2	200	0,4
	Bibliothèque		2	20	0,04
	Salle de sport		1	2000	2
	Stade		1	3000	3
Religieux	22 mosquées	Personnes	1000	20	440
	des services de sécurité	Gendarmerie	Employés	50	20
Caserne		Employés	100	20	2
Sureté de daïra		Employés	30	20	0,6
Sureté urbaine		Employés	30	20	0,6
Protection civile		Employés	30	20	0,6
Brigade mobile police Judiciaire		Employés	30	20	0,6
Garde communale		Employés	30	20	0,6
Total					1359,3

Source : DPAT

Chapitre V : Estimation du besoin et des charges polluantes

D'après les résultats des calculs, les besoins actuels en eau des équipements représentent 14% des besoins domestiques.

A ces besoins, nous ajoutons 20% pour l'estimation des besoins en eau des équipements futurs.

Tableau V.3. Besoins en eau des équipements futurs

Horizon	Besoin des équipements (m ³ /j)
2023	1359.3
2033	1631.16
2053	1957.4

V.2.3. Besoins de la zone d'activité :

A ces besoins nous ajoutons les éventuels besoins de la zone d'activité. Actuellement, la consommation en eau potable est faible vue l'inexistence d'une activité industrielle proprement dite à l'exception de l'unité de production de la farine donc nous avons pris un débit actuel de 10 m³/j. Mais d'après les données recueillis au niveau de la subdivision de l'hydraulique de la commune de HASSI BAHBAH, les besoins en eau de la zone d'activité seront d'environ 150 m³/j (prévisions 2033). A ces besoins, nous ajoutons 30% pour l'estimation des besoins à l'horizon 2053.

Tableau V.4. Besoin de la zone d'activité

Horizon	Besoin de la zone d'activité (m ³ /j)
2023	10
2033	150
2053	195

V.2.4. Calcul besoin total :

C'est la somme des débits (débit de consommation et le débit d'équipement et débit industriel).

$$Q_{moyj\ total} = Q_{moyj} + Q_{equip} + Q_{indu} \dots \dots \dots V. 2$$

Tableau V.5. Total besoins en eau de l'agglomération de HASSI BAHBAH

Horizon	Besoin de la population (m ³ /j)	Besoin des équipements (m ³ /j)	Besoin de la zone d'activité (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2023	19345.05	1359.3	10	20714.35
2033	23813.7	1631.16	150	25594.86
2053	36086.25	1957.4	195	38238.65

Donc on aura :

- ✓ Pour 2023 :

$$Q_{moy j total} = 20714.35 m^3$$

- ✓ Pour l'horizon 2033 :

$$Q_{moy j total} = 25594.86$$

- ✓ Pour l'horizon 2053 :

$$Q_{moy j total} = 38238.65$$

V.3. Estimation des charges :

V.3.1. Les charges hydrauliques :

V.3.1.1. Rejet domestique :

Les débits des eaux usées domestiques pour chaque horizon du projet sont déterminés sur la base des consommations en eau potable, en appliquant un taux de rejet de 80%.

$$Q_{rejet} = Q_j \times C_{rejet} \dots \dots \dots V.3$$

Avec :

- $Q_{moy j\ rejet}$: Débit de rejet (m3/j) ;
- C_{rejet} : Coefficient de rejet (0,80) ;
- Q_j : La consommation journalière (m3/j).

Tableau V.6. Débit de rejet des eaux usées.

Horizon	2023	2033	2053
Coefficient de rejet	0.8	0.8	0.8
La consommation journalière (m3/j)	20714.35	25594.86	38238.65
Débit de rejet (m3/j)	16571.48	20475.89	30590.92

V.3.1.2. Le débit moyen horaire :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{moy j}}{24} \dots \dots \dots V.4$$

- $Q_{moy h}$: débit moyen horaire (m3/h) ;
- $Q_{moy j}$: débit moyen journalier (m3/j).

Tableau V.7. Débit moyen horaire.

Horizon	2023	2033	2053
Débit moyen journalier(m3/j)	16571.48	20475.89	30590.92
Débit moyen horaire (m3/h)	690.48	853.16	1274.62

V.3.1.3. Débit de point :

Ont distingué le débit suivant :

✓ **Débit de point par temps sec :**

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = Kp \times Q_{moy j} \dots \dots \dots V. 5$$

Avec :

- Q_{pts} : débit de point par temps sec ;
- Kp : coefficient de pointe ;
- $Q_{moy j}$: débit moyen journalier des eaux usées (m3/j).

Le coefficient de point est estimé à partir débit moyen :

$$Avec: \begin{cases} Kp = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy j}}} & si \ Q_{moy j} > 2.8l/s \dots \dots \dots V.6 \\ Kp = 3 & si \ Q_{moy j} \leq 2.8 \ l/s \end{cases}$$

✓ **Débit de point en temps de pluie :**

Le débit de point en temps de pluie est donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) Q_{pts} \dots \dots \dots V. 7$$

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

Les résultats de calcul des débits moyens et de point des eaux usées sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Les débits de points en temps sec et au temps de pluie pour différent horizons.

Horizon	Qmoy j(l/s)	Kp	Qpts(m³/h)	Qpts(m³/j)	Qptp(m³/h)	Qptp(m³/j)
2023	191.80	1.68	1160.36	27848.64	3481.08	83545.92
2033	236.99	1.66	1418.29	34039.04	4254.88	102117.11
2053	354.06	1.63	2081.28	49950.75	6243.84	149852.25

V.3.1.4. Capacité de la future STEP.

La population équivalente estimée à partir de la formule suivante :

$$EqH = \frac{Q_{moyj}}{(dot \times 80\%)} \dots \dots \dots V. 8$$

Avec :

- **EqH** : équivalente habitant ;
 - **Q_{moyj}** : Débit moyen journalier rejetée (m³/j) ;
 - **Dot** : dotation (150 l/hab/jour).
- ✓ Pour 2023 :
- 138095 EqH**
- ✓ Pour l'horizon 2033 :
- 170632 EqH**
- ✓ Pour l'horizon 2053 :
- 254924 EqH**

V.3.2. Evaluation des charges polluantes :

V.3.2.1. La charge moyenne journalière en DBO5 :

$$L_0 = C_{DBO5} \times Q_{moyj} \dots \dots \dots V. 9$$

Avec :

- **L₀** : charge moyenne journalier en DBO5 (kg/j) ;
- **C_{DBO5}** : la concertation en DBO5 moyenne (Kg/m³) ;
- **Q_{moy j}** : débit moyen journalier en (m³ /j).

V.3.2.2. La charge moyenne journalière en DCO :

$$L_{DCO} = C_{DCO} \times Q_{moyj} \dots \dots \dots V. 10$$

Avec :

- **L_{DCO}** : charge moyenne journalier en DCO (Kg/j) ;
- **C_{DCO}** : la concentration en DCO moyenne (Kg/m³) ;
- **Q_{moy j}** : débit moyen journalier en (m³/j).

V.3.2.3. La charge moyen journalier en MES :

$$L_{MES} = C_{MES} \times Q_{moyj} \dots \dots \dots V. 11$$

Avec :

- **L_{MES}** : charge moyenne journalier en MES (kg/j) ;
- **C_{MES}** : la concentration en MES moyenne (kg/m³) ;

- **Q_{moy,j}** : débit moyen journalier en (m³ /j).

V.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N) :

$$L_N = C_N \times Q_{moy j} \dots \dots \dots V. 12$$

Avec :

- **L_N** : charge moyenne journalier en azote (N) (Kg/j) ;
- **C_N** : la concentration en azote moyenne (N) (Kg/m³) ;
- **Q_{moy,j}** : débit moyen journalier en (m³ /j).

V.3.2.5. La charge moyenne journalière en phosphore (P) :

$$L_P = C_P \times Q_{moy j} \dots \dots \dots V. 13$$

Avec :

- **L_P** : charge moyenne journalier en phosphore (P) (Kg/j) ;
- **C_P** : la concentration en phosphore moyenne (P) (Kg/m³) ;
- **Q_{moy,j}** : débit moyen journalier en (m³ /j).

Les résultats de calcule des différentes charges polluantes sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Les charges polluantes.

Paramètres	Les Concentrations (mg/l)	Les charges journalières (kg/j)	
		2023	2053
Débit moyen journalier Q _{moy,j} (m ³ /j)	-	16571.48	30590.92
DBO5	339	5617,73172	10370,32188
DCO	712	11798,8938	21780,73504
MES	502	8318,88296	15356,64184
N	94	1557,71912	2875,54648
P	25	414,287	764,773
K= rapport (DCO/DBO5)	2.1		

Les résultats que nous avons obtenus le coefficient de biodégradabilité K des eaux des rejets De Hassi Bahbah est de 2.1 ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques (M.O) facilement biodégradables.

V.4. Conclusion :

L'évaluation des charges hydrauliques et polluantes à traiter constitue une étape cruciale dans la mise en œuvre d'un projet de station d'épuration. En fonction du coefficient de biodégradabilité, il peut être approprié d'opter pour un processus de traitement biologique à boue activée pour purifier ces eaux usées en vue de sa réutilisation en milieu agricole.



Chapitre VI
Dimensionnement de
la station d'épuration

Chapitre VI : Dimensionnement de la station d'épuration

VI.1. Introduction :

Pour réaliser une station d'épuration des eaux usées il est nécessaire de connaître les propriétés physico-chimiques des eaux usées évacuées dans cette zone et leurs origines afin de réaliser une épuration qui répond aux normes de notre objectif à savoir la réutilisation de ces eaux épurées ou bien leur rejet dans un milieu naturel.

VI.2. Données de base pour le dimensionnement :

Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la STEP sont enregistrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1. Les analyses des eaux usées de l'agglomération de HASSI BABAHAH.

Paramètre	Unités	Résultat	Valeurs maximales
Température	°C	15	30
PH	-	7,34	5,5 à 8,5
MES	Mg/l	502	30
DBO	Mg/l	339	20
DCO	Mg/l	712	120
N	Mg/l	94	30
P	Mg/l	25	7
Sodium	Mg/l	127,75	SAR=8,87<10(S1)
Calcium	Mg/l	284,16	
Magnésium	Mg/l	141,95	
Conductivité	µs/cm	2075	Eau classe (C3)
DCO/DBO=712/339	/	2,1	/

Le tableau ci-dessus présente les résultats des analyses des usées de l'agglomération de HASSI BAHBAH. On remarque que les valeurs de MES,DCO,DBO, Phosphore et l'azote sont élevées sur les normes des eaux usées dans l'irrigation.

Les résultats que nous avons obtenus le coefficient de biodégradabilité K des eaux des rejets De Hassi Bahbah est de 2.1 ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques (M.O) facilement biodégradables.

Le dimensionnement effectuer au-dessous est pour l'horizon 2053.

VI.3. Prétraitement :

VI.3.1. Dégrillage :

Pour le dimensionnement d'un dégrilleur, on doit calculer la surface de la grille donné par la formule de KIRSCHMER : [7]

✓ **Largeur de la grille :**

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

$$B = \frac{S \times \sin \alpha}{h_{max} \times (1 - a) \times \sigma} \dots \dots \dots VI. 1$$

- **B** : La largeur de la grille (m) ;
- **α** : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60° à 80°) ;
- **hmax** : Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, hmax = (0,15 à 1,5) ;
- **a**: Fraction de surface occupée par des barreaux ;

$$a = \frac{d}{d + e} \dots \dots \dots VI. 2$$

- **d** : Epaisseur des barreau(cm) ;
- **e** : Espacement des barreaux (cm).

Tableau VI.2. Espacement et épaisseur des barreaux[7]

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

- **σ** : Coefficient de colmatage de grille ;

*Pour une grille manuelle, σ = (0,1 à 0,3) ;

*Pour une grille mécanique, σ = (0,4 à 0,5).

- **S** : Surface de passage de l'effluent.

✓ **La surface :**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V} \dots \dots \dots VI. 3$$

- **Qpts** : Débit de pointe de temps sec (m³/s) ;
- **V** : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

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

VI.3.1.1. Dimensionnement du dégrilleur :

A. Dégrillage grossier :

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur grossier (Grille mécanique) sont :

Tableau VI.3. Données de base pour le dimensionnement du dégrillage grossier.

Paramètres	Qpts(m³/s)	V(m/s)	α(°)	hmax(m)	d(cm)	e(cm)	a	σ
Valeur	0,59	1,2	60	1	2	8	0.2	0,5

✓ **La surface :**

On utilise la formule VI.3 :

$$S = 0,5m^2$$

✓ **Largeur :**

On utilise la formule VI.1 :

$$B = 1,08m$$

✓ **Langueur :**

Calcul la longueur mouille de la grille :

$$L_0 = \frac{hmax}{\sin(\alpha)} \dots \dots \dots VI.4$$

La longueur de la grille :

$$L = L_0 + 0,5 \dots \dots \dots VI.5$$

Donc :

$$L_0 = 1,15m$$

$$L = 1,65m$$

B. Dégrillage fine :

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur fine (Grille mécanique) sont :

Tableau VI.4. Données de base pour le dimensionnement du dégrillage fine

Paramètres	Qpts(m³/s)	V(m/s)	α(°)	hmax(m)	d(cm)	e(cm)	a	σ
Valeur	0,59	1,2	60	1	1	1	0,5	0,5

✓ **La surface :**

On utilise la formule VI.3 :

$$S = 0,5m^2$$

✓ **Largeur :**

On utilise la formule **VI.1** :

$$B = 1,73m$$

✓ **Langueur :**

Calcul la longueur mouille de la grille :

On utilise la formule **VI.4** :

Donc :

$$L_0 = 1,15m$$

La longueur de la grille :

On utilise la formule **VI.5** :

Donc :

$$L = 1,65m$$

Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formul

$$\Delta H = \delta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin(\alpha) \dots \dots \dots VI.6$$

e suivante :[7]

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 : Epaisseur des barreaux / espacement entre les barreaux ;

V : Vitesse d'écoulement dans la grille (1.2 m/s) ;

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

Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux qui sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Les valeurs de δ [7]

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

On prend $\delta = 2,42$ (section rectangulaire).

A. Cas d'un dégrilleur grossier :

$$\Delta H = 2.42 \times \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1.2^2}{2 \times 9.81} \times \sin(60) = 0,024m \qquad \Delta H = 0,024m$$

B. Cas d'un dégrilleur fin :

$$\Delta H = 2.42 \times \left(\frac{1}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1.2^2}{2 \times 9.81} \times \sin(60) = 0,15m \qquad \Delta H = 0,15m$$

VI.3.1.2. Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles :

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V_{re} \leq \frac{15}{e} \dots \dots \dots VI.7$$

Avec :

- V_{re} :Le volume retenu par la grille par habitant (litre/EH/an) ;
- e :L'espacement des barreaux en (cm).

A. Cas d'un dégrilleur grossier :

$$V_{re\max}=15/8=1,88 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{re\min}=12/8=1,50 \text{ l/EH/an.}$$

Donc :

$$V_{max} = \frac{N * V_{ret.max} * 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots \text{2. 8}$$

$$V_{min} = \frac{N * V_{ret.min} * 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots \text{2. 9}$$

Avec :

- N : nombre d'équivalent habitant ;(N=254924)
- V_{remax} : Le volume maximum retenu par la grille par habitant ;
- V_{remin} : Le volume minimum retenu par la grille par habitant.

$$V_{max} = \frac{254924 \times 1,88 \times 10^{-3}}{365} = \mathbf{1,31m^3/j}$$

$$V_{min} = \frac{254924 \times 1,5 \times 10^{-3}}{365} = \mathbf{1,05m^3/j}$$

B. Cas d'un dégrilleur fin :

$$V_{remax}=15/1=15 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{remin}=12/1=12 \text{ l/EH/an.}$$

Donc :

$$V_{max} = \frac{254924 \times 15 \times 10^{-3}}{365} = \mathbf{10,48m^3/j}$$

$$V_{min} = \frac{254924 \times 12 \times 10^{-3}}{365} = \mathbf{8,38m^3/j}$$

Tableau VI.6. Résultats de dimensionnement des dégrilleurs.

Ouvrage : dégrilleur.			
Paramètres	Unité	Horizon 2053	
		Grille Grossière	Grille Fine
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m³/s	0,59	
h_{max} : Hauteur maximum admissible de l'eau	m	1	
Diamètre des barreaux (d)	cm	2	1
Espacement entre les barreaux (e)	cm	8	1
Longueur de la grille (L)	m	1,65	1,65
Largeur de la grille (B)	m	1,08	1,73
Surface (S)	m²	0,5	0,5
Pertes de charges (ΔH)	m	0,024	0,15
Volume maximum (V_{max})	m³/j	1,31	10,48
Volume minimum (V_{min})	m³/j	1,05	8,38
Nombre	/	1	1

VI.3.2. Le dessablage-déshuilage :

Dans le cas des eaux usées urbaines le dessableur et le dégraisseur sont réalisées dans le même ouvrage à condition de prendre l'ouvrage dont le volume est plus grand (généralement le dégraisseur).

VI.3.2.1. Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur :

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \dots \dots \dots VI. 10$$

- **L** : Longueur du bassin (m) ;
- **H** : Profondeur du bassin (H = 3 à 5m) ;
- **Vs** : La vitesse de sédimentation (Vs = 10 à 15 m/h);
- **Ve** : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est Ve = 0,3 à 0,5 m/s) ;
- **Ts** : le temps de séjour et compris entre 20 minute au débit de point.

Chapitre VI : Dimensionnement de la station d'épuration

Les données utilisées pour dimensionner l'ouvrage sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Données de base pour le dimensionnement du dessableur-dégraiseur

Paramètres	Q_{ptp} (m ³ /h)	Vs (m/h)	Ts (min)
Valeur	6243,84	15	20

✓ **Le volume du bassin (V) :**

$$V = Q_{ptp} \times Ts \dots \dots \dots \text{VI. 11}$$

Donc :

$$V = 6243,84 \times \frac{20}{60} = 2081,3 \text{ m}^3$$

✓ **La hauteur (H) :**

$$H = Vs \times Ts \dots \dots \dots \text{VI. 12}$$

Donc :

$$H = 15 \times \frac{20}{60} = 5 \text{ m}$$

✓ **La surface (S) :**

$$S = \frac{Q_{ptp}}{Vs} \dots \dots \dots \text{VI. 13}$$

Donc :

$$S = \frac{6243,84}{15} = 416,26 \text{ m}^2$$

Nous adopterons deux (02) dessableurs-déshuileurs à deux couloirs de volume 1040,65 m³ chacun et de surface égale à 208,13 m² chacun.

✓ **La largeur (l) :**

On prendra une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times l$

$$S = L \times l$$

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = 10,21m$$

✓ **La longueur (L) :**

$$L = 2 \times l$$

Donc :

$$L = 2 \times 14,43 = 20,42 m$$

✓ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

C'est la quantité d'air nécessaire pour assurer la remonter des graisses sur la surface du bassin,
Le débit d'air varie de 1 à 1.5 m³d'air / m³d'eau.[15]

$$q_{air} = Q_{ptp} \times V_{air} \dots \dots \dots \text{VI. 14}$$

Avec :

- **Vair** : Volume d'air à injecter (m³), on prend V= 1,5 m³ ;
- **Qptp** : Débit de pointe de temps de pluie (m³/s).

Donc :

$$q_{air} = 1,73 \times 1,5 = 2,60m^3 d'air /s = 9342m^3 d'air/h$$

✓ **Vérification de la condition de dimensionnement :**

$$\frac{L}{H} < \frac{Ve}{Vs} \rightarrow \frac{28,86}{5} < \frac{0,2}{0.004}$$

4,084 < 50 → la condition de dimensionnement est **vérifiée**.

VI.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

Le dessableur élimine 80% des matières minérales(MM) dans les eaux usées.

Le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) est obtenu en calculant le rapport MES /DBO5 et à l'aide de ce tableau ci- dessous :

Tableau VI.8. Pourcentage de MVS[14]

MES/DBO5	1,5	1,17	1	0,83	0,67
MVS%	60	65	68	70	75

Dans notre cas le rapport MES/ DBO5 =502/339= 1,48

Alors :

$$MES = 40\%MM + 60\%MVS \dots \dots \dots \text{VI. 15}$$

Les charge en MES à l'entrée de dessableur est : $MES = 15356,6418 \text{ Kg/j}$

- ❖ Les matières minérales totales : $MM = 0,40 * 15356,6418 = 6142,65 \text{ kg/j}$
- ❖ Les matières volatiles en suspension : $MVS = 0,60 * 15356,6418 = 9213,98 \text{ kg/j}$
- ❖ Les matières minérales éliminées par le dessableur : $MM_e = 0,80 * 6142,65 = 4914,12 \text{ kg/j}$
- ❖ Les matières minérales à la sortie de dessableur : $MM_s = 6142,65 - 4914,12 = 1228,53 \text{ kg/j}$
- ❖ MES sortant du dessableur : $MES_s = 9213,98 + 1228,53 = 10442,51 \text{ kg/j}$

Tableau VI.9. Résultat de dimensionnement d'un dessableur-dégraisseur.

Paramètres	Unité	Horizon
		2053
Volume (m)	m^3	1040,65
Surface horizontale (S_h)	m^2	208,13
Hauteur (H)	m	5
Longueur (L)	m	20,42
Largeur (l)	m	10,21
Temps de séjour par temps sec (t_s)	min	20
volume d'air à insuffler (q_{air})	m^3 d'air/h	9342
Matières minérales totales (MM)	Kg/j	6142,65
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	9213,98
Matières minérales éliminées (MM_e)	Kg/j	4914,12
Matières minérales à la sortie (MM_s)	Kg/j	1228,53
MES sortant (MES_s)	Kg/j	10442,51
Nombre	/	2

VI.4. Etude de la variante à moyenne charge :

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à faible charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- Le dégrilleur ;
- Le dessableur-déshuileur.

VI.4.1. Traitement primaire (décanteur primaire).

VI.4.1.1. Dimensionnement du décanteur primaire.

Les principes de calcul du décanteur sont :

- ✓ La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est défini par :

$$V_{lim} = \frac{Q_{ptp}}{S} \dots \dots \dots VI.16$$

Avec :

- **Q_{ptp}** : Débit de pointe par temps de pluie ;
- **S** : Surface horizontale du décanteur.
- ✓ Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures.
- ✓ La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2 m.
- ✓ Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Q_{pts} / Q_{moy h}.

Avec :

- **Q_{pts}**: débit de pointe au temps sec. ;
- **Q_{moy h}** : débit moyen horaire.

Tableau VI.10. les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{pts}/ Q_{moy h}.

Q _{pts} /Q _{moy h}	2,5	3	5	8	10
V _{lim} (m/h)	2	2,5	3,75	5	6

Q_{pts} = 2081,28 m³/h.

Q_{moy h} = 1274.62 m³/h.

$$\frac{Q_{pts}}{Q_{moy h}} = \frac{2081,28}{1274,62} = 1,63$$

Donc d'après ce tableau on tire la vitesse V_{lim} = 2m/h.

❖ **La surface horizontale du décanteur.**

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{lim}} = \frac{6243,84}{2} = 3121,92m^2$$

❖ **Volume de décanteur.**

On prend T_s = 2h.

$$V = Q_{ptp} \times T_s = 6243,84 \times 2 = 12487,68m^3$$

Nous adopterons deux (02) décanteur circulaires de volume **6243,84m³** chacun et de surface égale à **1560,96m²** chacun.

❖ **La hauteur du décanteur.**

$$H = \frac{V}{S} = \frac{6243,84}{1560,96} = 4 \text{ m}$$

❖ **Le diamètre du décanteur.**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1560,96}{3,14}} = 44,59 \text{ m}$$

❖ **Détermination du temps de séjour.**

Pour le débit moyen horaire :

$$Ts = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{12487,68}{1274,62} = 9,80h = 9h48min$$

Pour le débit de pointe en temps sec :

$$Ts = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{12487,68}{2081,28} = 6h$$

❖ **Calcul de la quantité de boues éliminées.**

la décantation primaire permet d'éliminer 30 % de la DBO5, 60% de MES.

les charges de pollution à l'entrée du décanteur.

DBO5=10370,3219 kg/j

MES=10442,51 kg/j

• **Les charges éliminées par la décantation primaire.**

DBO5é = 0,3 × DBO5 = 0,3 × 10370,3219 = 3111,1 kg /j

MESé = 0,6 × MES = 0,6 × 10442,51 = 6265,51 kg /j

• **Les charges à la sortie du décanteur primaire.**

DBO5s= DBO5 – DBO5é =10370,3219-3111,1=7259,22 kg/j

MESs= MES – MESé =10442,53-6265,51=417,7 kg/j

VI.4.1.2. Coagulation floculation :

Nous ajoutons à l'effluents des agents coagulants et floculants pour favoriser la décantation des particules en suspension et dans ce cas le traitement primaire (physicochimique) permet d'éliminer 75% de la DBO et la DCO et 90% des MES.

Donc :

• **Les charges éliminées par coagulation floculation.**

MESé=4177*0,9=3759,3 kg/j

DBO5é=7259,22*0,75=5444,42 kg/j

$DCO_e = 21780,735 * 0,75 = 16335,55 \text{ kg/j}$

- Les charges à la sortie.

$MES_s = 417,7 \text{ kg/j}$

$DBO_{5s} = 1814,81 \text{ kg/j}$

$DCO_s = 5445,18 \text{ kg/j}$

Tableau VI.11. Résultats de dimensionnement de décanteur *primaire*.

Ouvrage : décanteur primaire		
Paramètres	Unité	Horizon 2053
Débit de pointe par temps de pluie	m³/h	6243,84
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m³ /h	2081,28
Débit moyen horaire	m³/h	1274,62
Surface	m²	1560,96
Hauteur	m	4
Diamètre	m	44,59
Temps de séjour	h	2
MESs	Kg/j	417,7
DBO _{5s}	Kg/j	1814,81
DCOs	Kg/j	5445,18
Nombre	/	2

VI.5. Traitement secondaire.

Le procédé proposé est le traitement biologique par boues activées.

La station de traitement par boues activées doit d'être équipée par :

- ✓ Un bassin d'aération dans lequel l'eau à épurer est mis en contact avec la masse bactérienne épuratrice ;
- ✓ Un clarificateur pour la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne.
- ❖ **Rendement d'élimination à moyenne charge :**

R=85%

$$R = \frac{\text{Concentration de } DBO_{5\text{entrée}} - \text{Concentration de } DBO_{5\text{sortie}}}{\text{Concentration de } DBO_{5\text{entrée}}} * 100 \dots \text{VI.17}$$

Concentration de l'effluent en DBO5 :

$$S_0 = 59,33 \text{ mg / l}$$

$$R = \frac{59,33 - S_s}{59,33} \times 100 = 85\%$$

Donc :

$$S_s = 8,87 \text{ mg/l}$$

D'après le rendement le type de procédés par boues activées est un procédés à moyenne charge, tel que :

- La charge massique : $0,25 < C_m < 0,5 \text{ KgDBO}_5 \cdot \text{KgMS}^{-1} \text{ j}^{-1}$.
- La charge volumique : $0,7 < C_v < 1,5 \text{ KgDBO}_5 \cdot \text{m}^{-3} \text{ j}^{-1}$

VI.5.1. Dimensionnement du bassin d'aération.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

✓ **Le volume du bassin.**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \leftrightarrow V = \frac{L_0}{C_v} \dots \dots \dots \text{Eq. 18}$$

Avec :

- C_v : La charge volumique en $(\text{KgDBO}_5 \cdot \text{m}^{-3} \text{ j}^{-1})$;
- L_0 : La charge en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j) ;
- V : Le volume du bassin en (m^3) .

On prend $C_v = 0,5 \text{ KgDBO}_5 \cdot \text{m}^{-3} \text{ j}^{-1}$.

$$V = \frac{1814,81}{1,2} = 1512,36 \text{ m}^3$$

✓ **La hauteur du bassin.**

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m. soit $H = 5 \text{ m}$.

✓ **Surface horizontale du bassin.**

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{1512,36}{5} = 302,48 \text{ m}^2$$

Donc nous adopterons deux (02) bassins d'aération longitudinaux de surface unitaire 151,24m².

✓ **La largeur du bassin :**

On prendra une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times B$

$$S = L \times B$$

Donc :

$$B = \sqrt{\frac{S}{2}} = 8,7m$$

✓ **La longueur du bassin :**

$$L = 2 \times B$$

Donc :

$$L = 2 \times 8,7 = 17,4 m$$

✓ **Le temps de séjour.**

$$Ts = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{1512,36}{6243,84} = 0,24 h$$

VI.5.2. Calcul les charges.

✓ **La charge polluante en DBO5 éliminée :**

$$L_e = R \times L_0$$

Donc :

$$L_e = 85\% \times 1814,81 = 1542,59 kg /j$$

✓ **La charge en DBO5 à la sortie du bassin :**

$$L_s = S_s \times Q_{moyj}$$

Donc :

$$L_s = 8,87 \times 10^{-3} \times 30590,92 = 271,34kg /j$$

✓ **La masse de boue dans le bassin :**

$$Xa = \frac{L_0}{Cm} \dots \dots \dots VI.19$$

On prend Cm=0,4kgDBO5 / kg MVS. J

Donc :

$$Xa = \frac{1814,81}{0,4} = 4537,03 kg$$

- ✓ **Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \dots \dots \dots \text{VI. 20}$$

Donc :

$$[X_a] = \frac{4537,03}{1512,36} = 3 \text{ kg /m}^3$$

VI.5.3. Besoin en oxygène.

- ✓ **Besoins théorique en oxygène.**

Afin de favoriser la réaction aérobie il faut assurer une concentration suffisante d'oxygène pour les micro-organismes pour la dégradation de la matière organique ainsi pour la production des boues. La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et à la respiration endogène, Elle est exprimée par cette relation : [7]

$$q_{o_2} = (a' \times L_e) + (b' \times X_a) + 4.3 * N_N - 2.85 * c' * N_{DN} \dots \dots \text{VI. 21}$$

- q_{o_2} : Besoin en oxygène (kg/j) ;
- L_e : La charge polluante en DBO_5 éliminée (Kg/j) ;
- a' : Quantité d'O₂ nécessaire à l'oxydation de 1kg de DBO_5 , $a' = 0,5 \times Cm^{-0,12}$
- b' : Quantité d'O₂ nécessaire à la respiration de 1kg de MVS de boues par jour ,
 $b' = 0,13 \times Cm^{0,16}$;
- X_a : Masse de la biomasse dans le bassin en Kg ;
- c' : Fraction d'O₂ des NO_3^- récupérées par dénitrification (entre 60-70%) ;
- N_{DN} : Flux d'azote a dénitrifié ;
- N_N : Flux d'azote a dénitrifié.

- ✓ **Masse d'azote à nitrifier :**

$$N_{nit} = NK_{entrée} - N_{opr} - N_{ass} - NNH4_{rejet} - N_{osr} \dots \dots \text{VI. 22}$$

$$N_{nit} = 2875,55 - 57,51 - 77,13 - 152,96 - 57,51 = 2530,44 \text{ kg /j}$$

- ✓ **Masse d'azote à dénitrifier :**

$$N_{dénit} = N_{nit} - NNO3_{rejet} \dots \dots \dots \text{VI. 23}$$

$$N_{dénit} = 2530,44 - 244,73 = 2285,71 \text{ kg /j}$$

Avec :

- **NKentrée** : Masse d'azote Kjeldahl ;
- **Nopr** : Masse organique particulaire réfractaire, égale à 2%NKentrée ;
- **Nass** : Masse d'azote assimilée par les bactéries, égale à 0,05.DBO5 éliminée ;
- **N-NH4 rejet** : Masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée, égale à 5 mg/l x volume Journalier ;
- **Nosr** : Masse d'azote organique soluble réfractaire, égale à 2%NKentrée ;
- **N-NO3 rejet** : Masse journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, égale à 8 mg/l x volume Journalier.[16]

Alors :

$$C_m = 0,4 \text{ kg DBO5 / kg MVS. J}$$

$$a' = 0,5 \times 0,4^{-0,12} = 0,56$$

$$b' = 0,13 \times 0,4^{0,16} = 0,11$$

$$L_e = 1542,59 \text{ kg / j}$$

$$X_a = 4537,03 \text{ kg}$$

$$c' = 65\%$$

$$N_{\text{nit}} = 2530,44 \text{ kg / j}$$

$$N_{\text{dénit}} = 2285,71 \text{ kg / j}$$

Donc :

$$q_{O_2} = 0,56 \times 1542,59 + 0,11 \times 4537,03 + 4,3 \times 2530,44 - 2,85 \times 0,65 \times 2285,71$$

$$q_{O_2} = 8009,54 \text{ kg / j}$$

- ✓ La quantité horaire d'oxygène nécessaire.

$$q_h = \frac{q_{O_2}}{24} = 333,73 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

- ✓ La quantité d'oxygène nécessaire pour m3 du bassin.

$$q_{O_2} = \frac{q_{O_2}}{V} = \frac{8009,54}{1512,36} = 5,3 \text{ kg O}_2 / \text{jm}^3$$

VI.5.4. Détermination des caractéristiques de l'aérateur :

- ✓ **Choix de système d'aération :**

On opte pour le choix des aérateurs de surface, pour les avantages qu'il présente :

- La simplicité de l'installation et d'utilisation ;
- Leur rendement énergétique ;
- Leur possibilité de brassage.

✓ **Capacité totale d'oxygène transféré (N₀) :**

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK : [17]

$$N_0 = (1,98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots \dots \dots VI. 24$$

Avec :

- **Pa** : Puissance par m² du bassin tel que Pa=(70 à80)w/m² On prend Pa= 80 w/m² ;
- **N₀** : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards.

Donc :

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 = 1,16 \text{ kg O}_2/\text{Kwh}$$

✓ **Puissance nécessaire à l'aérateur :**

$$Ea = \frac{q_h}{N} \dots \dots \dots \text{VII. 25}$$

Avec :

- **Ea** : Puissance nécessaire à l'aérateur en (KW) ;
- **q_h** : La quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg O₂/h) ;
- **N** : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kg O₂/KWh). [17]

$$N = N_0 \left(\frac{\beta \times C_s - C_L}{C_s} \right) \times \alpha \times E^{T-20} \dots \dots \dots \text{VII. 26}$$

Avec :

- **β**: Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actif ;

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})} = 0,95$$

- **C_s** : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C.
C_s= 9.2 mg/l pour les aérateurs de surface.
- **C_L** : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à t=25°C, C_L = (1,5÷2) mg/l.
On prend C_L=1.5 mg/l.
- **α** : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée
0,8 ≤ α ≤ 0,95 ,On prend α = 0.9
- **E** : coefficient de température, E=1.02.

$$N = 0,91 \text{ kg O}_2/\text{Kwh}$$

Donc :

$$Ea = 333,73 / 0,91 = 366,74 \text{ Kw}$$

✓ **Puissance d'agitation :**

La puissance nécessaire pour le brassage et le maintien des solides en suspension est donné par la relation :

$$Eb = Sh \times Pa \dots \dots \dots \text{[2]. 27}$$

Avec :

- **Eb** : Puissance d'agitation (W) ;
- **Sh** : Surface horizontale du bassin en (m²);
- **Pa** : Puissance par m² du bassin avec Pa = 70 à 80 w/m², on prend Pa = 80 w/m².

$$Eb = 1209,87 \times 80 = 96789,6w = 96,79Kw$$

✓ **Nombre d'aérateur :**

$$n = \frac{Ea}{Eb} = \frac{366,74}{96,79} = 3,78$$

Donc :

$$n=4\text{aérateurs}$$

VI.5.5. Bilan des boues :

✓ **Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :[7]

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + amLe - bXa - X_{eff} \dots \dots \text{[2]. 28}$$

Avec :

- **Xmin** : boues minérales (30% MES) ;
- **Xdur** : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent (30 à 35%) des MVS ;
- **Xa** : masse totale en MVS dans le bassin (Kg)
- **Xeff**: boues sortantes avec l'effluent de DBO5 = 8,87 mg/1 ;
- **am** : coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO5éliminées) ;
- **b** : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène ;
- **Le** : Quantité de DBO5 éliminée en (kg/j) .

Les valeurs moyennes des paramètres am et b, généralement retenues pour les boues activées, sont les suivantes :

Tableau VI.12. Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b . [7]

Paramètre	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge
Am	0,55	0,53	0,5
b	0,05	0,055	0,06

Alors :

$$X_{min} = 30\% \times MES = 0,3 \times 417,7 = 125,31 \text{ kg /j}$$

$$X_{dur} = 30\% \times MVS = 0,3 \times 250,62 = 75,19 \text{ kg /j}$$

$$a_m = 0,53$$

$$b = 0,055$$

$$L_e = 1542,59 \text{ kg /j}$$

$$X_a = 4537,03 \text{ kg}$$

$$X_{eff} = 271,34 \text{ kg /j}$$

Donc :

$$\Delta X = 125,31 + 75,19 + 0,53 \times 1542,59 - 0,055 \times 4537,03 - 271,34$$

$$\Delta X = 497,2 \text{ kg /j}$$

✓ **La concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots \text{VI. 29}$$

- **X_m** : Concentration des boues en excès en (kg/m³) ;
- **I_m** : Indice de Mohlman.

Si $80 < I_m < 150$: les boues sont biens décantables ;

Si $I_m > 150$: risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires ;

Si $I_m < 80$: boues sont très minérale et peu actives.

On prend $I_m = 120$.

Donc :

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

✓ **Débit de boues en excès :**

Ce débit est donnée par :

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots \text{VI. 30}$$

Donc :

$$Q_{excès} = \frac{497,2}{10} = 49,72m^3 /j$$

✓ Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} = \frac{497,2}{1512,36} = 0,33kg/m^3/j$$

✓ Le taux de recyclage.

$$R = \frac{[Xa]}{\frac{1200}{Im} - [Xa]} \times 100 \dots \dots \dots VI. 31$$

- **R** : taux de recyclage (%) ;
- **[Xa]** : concentration des boues dans le bassin = 2,5Kg/m³.

Donc :

$$R = \frac{3}{\frac{1200}{120} - 3} \times 100 = 42,86\%$$

✓ Débit de boues recyclées.

$$Q_r = R \times Q_{moyj} \dots \dots \dots VI. 32$$

Donc :

$$Q_r = 0,4285 \times 30590,92 = 13108,21m^3 /j$$

✓ Age de boues.

$$A_b = \frac{Xa}{\Delta X} \dots \dots \dots VI. 33$$

Donc :

$$A_b = \frac{4537,03}{497,2} = 9,12 \approx 10jours$$

Chapitre VI : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau VI.13. Résultats des calculs du bassin d'aération

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Bassin d'aération		
Débit journalier Qj	m ³ /j	30590,92
Débit de pointe par temps de pluie Qptp	m ³ /h	6243,84
Volume du bassin V	m ³	1512,36
Surface du bassin Sh	m ²	151,24
Hauteur H	M	5
Longueur L	M	17,4
Largeur B	M	8,7
Temps de séjour Ts	H	0,24
Rendement d'élimination	%	85
La charge polluante en DBO ₅ éliminée Lé	Kg/j	1542,59
La charge polluante en DBO ₅ à la sortie du bassin Ls	Kg/j	271,34
Masse des boues dans le bassin Xa	Kg	4537,03
Concentration des boues dans le bassin [Xa]	Kg/m ³	3
Nombre	/	2
Besoin en oxygène		
Besoin d'oxygène	Kg/j	17010,19
Masse d'azote à nitrifier	Kg/j	2530,44
Masse d'azote à dénitrifier	Kg/j	2285,71
La quantité horaire d'oxygène nécessaire	Kg/h	333,73
La quantité d'oxygène nécessaire pour m ³ du bassin	Kg/jm ³	5,3
Aérateur		
Capacité totale d'oxygène transféré	kgO ₂ /kwh	1,16
Puissance nécessaire a l'aérateur	Kw	366,74
Quantité d'oxygène par unité de puissance	kgO ₂ /kwh	0,91
Puissance d'agitation	Kw	96,79
Nombre	/	4
Bilan des boues		
La quantité des boues en exés	Kg/j	7585,53
La concentration des boues en exés	Kg/m ³	10
Débit des boues en exés	m ³ /j	758,553
Débit spécifique par m ³ du bassin	Kg/m ³ /j	0,37
Taux de recyclage	%	33,33
débit des boues recyclées	m ³ /j	10195,95
Age des boues	Jours	10

VI.5.6. Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire) :

Le clarificateur a pour but la séparation de l'eau et les boues. L'eau épurée est destinée vers le traitement tertiaire ou vers le milieu naturel, les boues déposées dans le clarificateur sont en partie recyclées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des bous en excès (épaississement, déshydrations).

Données de base :

- Le temps de séjour : $T_s = (1,5 \div 3)$ heure .On prend **$T_s = 2h$** .
- Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **$Q_{ptp} = 6243,84 \text{ m}^3/h$** .
- La hauteur du clarificateur est : $H = (3 \div 5)$ m.On prend **$H = 5m$** .
- ✓ **Le volume.**

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

Donc :

$$V = 6243,84 \times 2 = 12487,68 \text{ m}^3$$

- ✓ **La surface horizontale.**

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

Donc :

$$Sh = \frac{12487,68}{5} = 2497,54 \text{ m}^2$$

Donc nous adopterons deux (02) Clarificateur de surface unitaire $1248,77 \text{ m}^2$.

- ✓ **Le diamètre.**

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1248,77}{\pi}} = 39,89 \text{ m}$$

- ✓ **Le temps de séjour :**

$$T_s = V/Q$$

Au débit de pointe par temps sec $T_s = 12487,68 / 2081,28 = 6h$

Tableau VI.14. Résultats des calculs du Clarificateur

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /h	6243,84
Hauteur	M	5
Temps de séjour	H	2
Volume	m ³	12487,68
Surface horizontale	m ²	1248,77
Diamètre	M	39,89
Temps de séjour au débit de pointe par temps sec	H	6
Nombre	/	2

Tableau VI.15. Résultats des paramètres après bassin biologique

Paramètre	Unité	valeur	Les normes
PH	-	7,34	5,5 a 8,5
Température	°C	15	30
MES	Mg/l	13,65	30
DBO	Mg/l	8,87	20
DCO	Mg/l	178	120
N	Mg/l	30	30
P	Mg/l	25	7

On remarque que les concentrations de l'azote, le phosphore et sont grande, donc on doit faire un traitement complémentaire.

VI.6. Traitement tertiaire

Traitement tertiaire des eaux usées se réfère à toute méthode de traitement supplémentaire qui vient après les traitements primaire et secondaire. Cette étape de traitement est généralement mise en œuvre pour améliorer davantage la qualité de l'eau avant son rejet dans l'environnement ou avant sa réutilisation.

D'après les résultats des concentrations des effluents du tableau VI.15, on propose une filtration à sable. Sachant que le filtre à sable élimine 50% de DCO, 50% de DBO ,86% d'azote et 90% de phosphore.[18]

VI.6.1. Dimensionnement d'un filtre à sable

Le type européen de granulométrie moyenne entre (0,8 à 1,5 mm) et d'épaisseur plus élevée (0,9 à 1,2 m).

✓ **La surface de lit de sable**

Le calcul de la surface de lit en fonction de la vitesse filtration optimale (vitesse en fût vide) (v) est de l'ordre de 5 à 7 m /h et du débit souhaité (Q).

$$Q_{ptp} = v \times Slit \dots \dots \dots VI.34$$

Avec :

- v : Vitesse filtration (m/h) , on prend $v=7$ m/h ;
- $Slit$:Surface de lit sable (m²).

Donc :

$$Slit = \frac{Q_{ptp}}{v} = \frac{6243,84}{7} = 891,98 \text{ m}^2$$

✓ **Les pertes de charge**

Les pertes de charge engendrées par le filtre à sable selon la méthode adaptée au régime d'écoulement. Pour calculer les pertes de charges quelque soit le régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun [SabriErgün, Fluid Flow Through Packed Columns, Chemical Engineering Progress, Vol. 48, 1952]

$$\frac{\Delta p}{H} = \frac{150 \times (1 - \epsilon)^2 \times \mu \times v}{\epsilon^2 \times dp^2} + \frac{1,75 \times (1 - \epsilon) \times \rho \times v^2}{\epsilon^2 \times dp} \dots \dots VI.35$$

Avec :

- ΔP : Perte de charge (m);
- H : Hauteur du lit de sable(m) ;
- v : vitesse de filtration (m/s) ;
- dp : Diamètre moyen des particules (m) ;
- ρ : Masse volumique du sable (kg / m³) ;
- μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20 °c (Pa.s) ;
- ϵ : Porosité initiale du lit

Tableau VI.16. Propriétés du lit de filtration

d (mm)	ρ (kg/m³)	μ (Pa.s)	ϵ	H (m)
1	2610	10⁻³	0,4	1

Donc :

$$\Delta P = 1,70 \text{ m}$$

VI.6.2. Dimensionnement du rétro-lavage

A. La vitesse de sédimentation du média filtrant

Calcul la vitesse de sédimentation du filtre avec la relation de Haider et Levenspiel valable en régime laminaire et turbulent :

$$Ut = Ut^* \times [\rho_f^2 / (\rho_p - \rho_f) \times g]^{-1/3} \dots\dots\dots VI.36$$

$$Ut^* = \left[\left(\frac{18}{dp^2} \right) + ((2,335 - 1,744 \times \phi) / dp^{0,5}) \right]^{-1} \dots\dots\dots VI.37$$

Avec :

- Ut : Vitesse de sédimentation (m/s) ;
- Ut^* : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s) ;
- ρ_f : viscosité du fluide (kg/m³) ;
- ϕ : Facteur de la forme de sable ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g= 9,81m2 /s$).

Tableau VI.17. Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	Masse volumique à 20 °C (ρ_f) (kg/m ³)	Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C
L'eau	1000	10^{-3}
L'air sec	1,204	$1,85 \times 10^{-5}$

Donc :

$$Ut^* = 5,55 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

- ✓ **La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant**

$$Ut = 1,3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

- ✓ **La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant**

$$Ut = 3,14 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

B. Le débit de lavage

La vitesse ascendante de l'eau et l'air doit être égale à approximativement 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant.

$$Q = 0,1 \times Ut \times Slit \dots\dots\dots VI.38$$

- ✓ **Débit d'eau de lavage**

$$Q_{eau} = 0,1 \times 1,3 \times 10^{-9} \times 891,98 = 1,16 \times 10^{-7} \text{ m}^3/s$$

- ✓ **Débit d'air de lavage**

$$Q_{air} = 0,1 \times 3,14 \times 10^{-9} \times 891,98 = 2,8 \times 10^{-7} \text{ m}^3/s$$

C. La perte de charge du média filtrant

La perte de charge du média filtrant est égale à la masse de média présent dans le lit.

$$\Delta P = H \times g \times (1 - \varepsilon_{lit}) \times (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots VI. 39$$

- ✓ **La perte de charge de l'eau du média filtrant**

$$\Delta P = 9,47m$$

- ✓ **La perte de charge de l'air du média filtrant**

$$\Delta P = 15,35 m$$

D. La durée d'une phase de rétro lavage

La durée d'une phase de rétro lavage est fixée à 10 minutes avec une première injection d'air pendant 4 minutes suivie d'une injection d'eau pendant 6 minutes.

On suppose qu'un rétro lavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute

E. Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage

$$V_i = Q_i \times t_{\text{rétro lavage}} \dots \dots \dots VI. 40$$

- ✓ **Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage**

Avec : $t_{\text{rétro lavage}} = 6 \text{ min}$

$$V_{\text{eau}} = Q_{\text{eau}} * t_{\text{rétro lavage}} = 1,16 * 10^{-7} * 6 * 60 = 4,176 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

- ✓ **Le volume d'air à la phase de rétro-lavage**

Avec : $t_{\text{rétro lavage}} = 4 \text{ min}$

$$V_{\text{air}} = Q_{\text{air}} * t_{\text{rétro lavage}} = 2,8 * 10^{-7} * 4 * 60 = 6,72 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

Tableau VI.18. Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2053

Paramètre	unité	Horizon 2053
Surface du lit de sable	m ²	891,98
Perte de charge d'un filtre à sable	m	1,70
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant	m/s	1,3*10 ⁻⁹
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant	m/s	3,14*10 ⁻⁹
Débit d'eau de lavage	m ³ /s	1,16*10 ⁻⁷
Débit d'air de lavage	m ³ /s	2,8*10 ⁻⁷
La perte de charge de l'eau du média filtrant	m	9,47
La perte de charge de l'air du média filtrant	m	15,35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage	m ³	4,176*10 ⁻⁵
Volume d'eau à la phase de rétro-lavage	m ³	6,72*10 ⁻⁵

Tableau VI.19. Résultat des paramètres après traitement tertiaire

Paramètre	Unité	Valeur
DCO	Mg/l	89
DBO	Mg/l	4,43
N	Mg/l	4,2
P	Mg/l	2,5

Tableau VI.20. Comparaison entre les concentrations a l'amont et l'aval de la step

Paramètre	Valeur en amont de la step (mg/l)	Valeur en aval de la step (mg/l)	Normes de la réutilisation en irrigation
MES	502	13,65	<30
DBO	339	4,43	<20
DCO	712	89	<120
N	94	4,2	<30
P	25	2,5	<7

On conclue que les concentrations des paramètres de notre eau épurée suit les normes de la réutilisation en irrigation.

VI.7. Réservoir de stockage d'eau traitée :

Le stockage est une étape essentielle et importante pour égaliser les pics et combler les périodes, puisque la demande en eau d'irrigation est variable et principalement située en saison sèche, alors que l'offre en eaux usées est globalement continue dans le temps.

Après l'étape de désinfection, les eaux traitées passent donc dans un réservoir de stockage avec un temps de rétention de 24 H pour desservir les différents services auxquels l'eau récupérée est destinée.

- ✓ **Les dimensions de réservoir de stockage d'eau traitée :**

$$V=T \times Q_{moyh}$$

- **V** : Volume du bassin ;
- **Q_{moyh}** : débit moyenne horaire, **Q_{moyh}=1275m³/h**
- **T** :Durée de conservation (24h).

Donc :

$$V=1275 \times 24=30600m^3$$

Donc nous adopterons quatre (04) bassin de volume unitaire 7650 m³.

VI.8. Traitement des boues :

Le traitement des eaux usées urbaines et industrielles génèrent des quantités variables de boues, boue primaire issue du décanteur primaire et boue secondaire issue du traitement biologique. Ces boues sont très liquide, souvent fermentescibles, porteuses de germes et d'agents pathogènes et génératrices de mauvaise odeurs, d'où la nécessité de les traiter.

Les objectifs du traitement sont :

- La réduction du volume des boues ;
- La réduction voire l'élimination du pouvoir fermentescible ;
- La Réduction du risque sanitaire et environnemental.

VI.8.1. Choix de la filière de traitement

Ce choix repose sur plusieurs facteurs :

- Origine des boues ;
- Composition des boues ;
- Surface requise ;
- Economie de l'installation.

VI.8.2. Epaisseur :

- ✓ **Boues issues du décanteur secondaire :**

Boues secondaires $\Delta X = 497,2 \text{ kg /j}$

- ✓ **La concentration des boues :**

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

Boues secondaire : (10÷30) g/l.

- ✓ **Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total) :**

$$Qt = \frac{\Delta X}{S} \dots \dots \dots VI.35$$

On prend : $S=20\text{g/l}$.

Donc :

$$Qt = \frac{497,2}{20} = 24,86\text{m}^3 /j$$

- ✓ **Le volume de l'épaisseur :**

$$V = Qt \times Ts$$

- **Ts** : Temps de séjour $Ts = 2 \text{ à } 10 \text{ j}$, on prend $Ts = 3 \text{ j}$.

Donc :

$$V = 24,86 \times 3 = 74,58\text{m}^3$$

- ✓ **La surface horizontale :**

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

H : Hauteur de l'ouvrage H = 3 à 4 m, on prend H= 3,5 m.

Donc :

$$S = \frac{74,58}{3,5} = 21,31m^2$$

- ✓ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Sh}{\pi}}$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 21,31}{\pi}} = 5,21m$$

- ✓ **Calcul du débit des boues épaissies**

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

On prend : Cbe= 90g /l.

$$Qd = \frac{\Delta X}{Cbe}$$

Donc :

$$Qd = \frac{497,2}{90} = 5,52 m^3 /j$$

VI.8.3. Digesteur :

A. Digesteur aérobie :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmentation leur quantités, les boues épaissies arrivant au digesteur avec une concentration de 40-65 g/l.

- ✓ **Le débit des bous arrivant au digesteur :**

$$Q_d = \frac{\Delta X}{50}$$

$\Delta X = 497,2 \text{ kg /j}$

Donc :

$$Q_d = \frac{497,2}{50} = 9,95m^3 /j$$

- ✓ **Le temps de séjour du digesteur :**

$$Ts = 175 \times 10^{(-0,03t)} \text{ avec } t = 35^\circ\text{C}$$

Donc :

$$Ts = 15,6 \text{ jours}$$

- ✓ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d \times Ts$$

Donc :

$$V_d = 9,95 \times 15,6 = 155,22 \text{ m}^3$$

- ✓ **Surface horizontale :**

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

On prend $H=4$ m

$$S = \frac{155,22}{4} = 38,81 \text{ m}^2$$

- ✓ **Le diamètre du digesteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}}$$

Donc :

$$D = 7,04 \text{ m}$$

VI.8.4. Lits de séchage :

- ✓ **Le volume d'un lit :**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

On prend : $e = 30$ cm

La longueur $L = (20 \text{ à } 30)$ m

On prend : $L = 30$ m et $B = 8$ m

Donc :

$$V = 8 \times 30 \times 0.3 = 72 \text{ m}^3$$

✓ **La quantité des boues à extraire quotidiennement :**

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

On prend : $C_{be} = 90 \text{ g/l}$, D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_j = 5,52 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

Il est généralement admis que chaque lit sert 15 fois par an.

$$V_1 = V \times 15 = 1080 \text{ m}^3$$

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

$$V_{bs} = V_j \times 365 = 2014,8 \text{ m}^3$$

✓ **Nombre de lits nécessaire :**

$$N = \frac{V_{bs}}{V_1} = \frac{2014,8}{1080} = 1,86$$

Donc :

$$N = 2 \text{ lits}$$

✓ **Surface nécessaire :**

$$S = S_0 \times N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage :

$$S_0 = L \times B = 30 \times 8 = 240 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 240 \times 2 = 480 \text{ m}^2$$

Tableau VI.21. Résultats de calcul de traitement des boues

Paramètre	Unité	Horizon 2053
Epaississeur		
Boues issues du décanteur secondaire	Kg/j	497,2
Concentration des boues a l'entrée de l'épaississeur	g/l	20
Débit arrivant du décanteur secondaire	m ³ /j	24,86
Temps de séjour	Jours	3
Volume	m ³	74,58
Hauteur	M	3,5
Surface	m ²	21,31
Diamètre	M	5,21
Concentration des boues après l'épaississement	g/l	90
Débit des boues épaissies	m ³ /j	5,52
Digesteur		
Le débit des bous arrivant	m ³ /j	9,95
Le temps de séjour	Jours	15,6
Volume	m ³	155,22
Surface	m ²	38,81
Diamètre	m	7,04
Lit séchage		
Langueur	M	30
Largeur	M	8
Epaisseur maximale des boues	cm	30
Volume d'un lit	m ³	72
Volume journalier des boues à extraire	m ³ /j	5,52
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1080
Volume des boues a sécher par an	m ³	2014,8
Nombre lit nécessaire	/	2
Surface lit séchage	m ²	240
Surface nécessaire totale	m ²	480

VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionnés les différents ouvrages de la station d'épuration d'agglomération de Hassi Bahbah pour l'horizon 2053.

Le procédé choisi pour traiter les eaux résiduaires de cette zone est :

- Un prétraitement (Dégrilleur, Dessableur-Déshuileur) ;
- Traitement primaire (décanteur primaire) ;
- Un traitement biologique (bassin d'aération, clarificateur) ;
« Traitement biologique par boues activées à moyenne charge »
- Traitement tertiaire (filtre à sable, réservoir de stockage) ;
- Traitement des boues (épaississeur, digesteur et Lits de Séchage).



Chapitre VII

Calcul

hydraulique

VII.1. Introduction :

Ces calculs seront réalisés afin de déterminer les dimensions appropriées pour les conduites de rejet, les conduites de fuite, les conduites reliant les différents ouvrages, la station de relevage, le déversoir d'orage. D'où on peut faire profil hydraulique de la station a pour but de déterminer les différents niveaux d'eau dans les différents ouvrages ainsi la ligne piézométrique le long de la station.

VII.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivé des eaux à la station d'épuration est comme suit :

Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que : les eaux pluviales sont déversées directement dans l'oued Boudechicha et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

A l'aval de dégrilleur grossier, on place une station de relevage pour refouler les eaux vers le dégrilleur fin, ainsi l'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la station d'épuration.

VII.3. Déversoir d'orage :

VII.3.1. Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

✓ **Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

✓ **Déversoir à seuil latéral :**

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral à seuil biaisé ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage.

✓ **Déversoir d'orage à double seuil latérale :**

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.

✓ **Déversoir d'orage avec ouverture du radier :**

Le débit de temps sec et de petite pluie passe par l'orifice dans le fond ou sur côté du radier. Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices.

✓ Déversoir by-pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau.

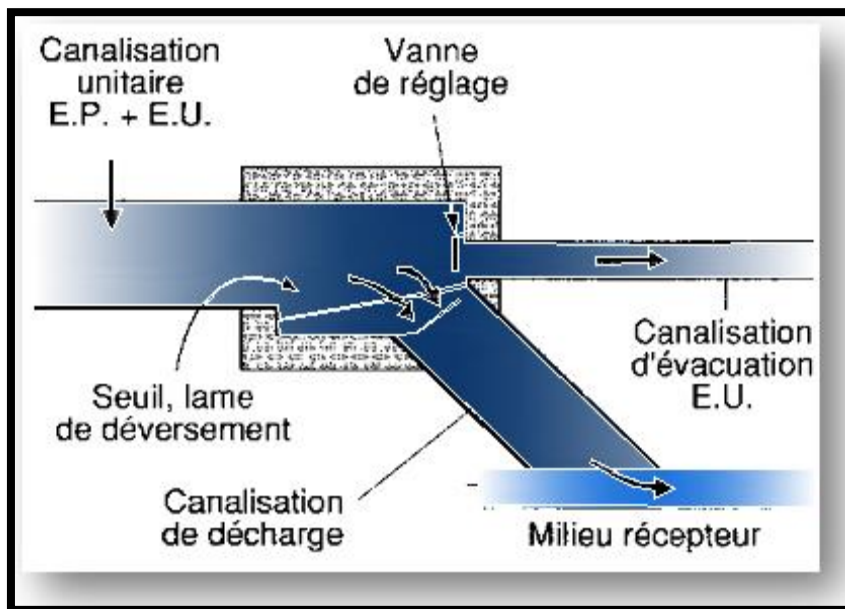


Figure VII.1 Principe du déversoir d'orage

VII.3.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :

- Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latérale, car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire.
- Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts}=0,59m^3/s$;
- Le débit pluvial : $Q_{pl}=2620 l/s=2,62m^3/s$ (DRE Djelfa)

Dans le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_c = Q_{pts} + Q_{pl} \dots \dots \dots VII. 1$$

Donc :

$$Q_c = 0,59 + 2,62 = 3,21m^3 /s$$

✓ A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2053 :

$$Q_c = 3,21 m^3/s ; I = 0,0078$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe 1) (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparative) :

- $D_e = 1500$ mm (diamètre à l'entrée de déversoir) ;
- $Q_{ps} = 4,4 m^3/s$ (débit à pleine section) ;

- $V_{ps} = 2,49$ m/s (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 2) (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) :

- $rQ = Q_c / Q_{ps} = 0,73$ (rapport des débits) ;
 - $rH = H_e / D_e = 0,62$; $H_e = 930$ mm (hauteur de remplissage) ;
 - $rV = V / V_{ps} = 1,09$; $V = 2,71$ m/s (rapport des vitesses).
- ✓ **A l'aval du déversoir(vers la station) :**

$$Q_{ptp} = 1,73 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0,009$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe 1) :

- $D_e = 1200$ mm (diamètre à l'entrer de déversoir) ;
- $Q_{ps} = 2,6$ m³/s (débit à pleine section) ;
- $V_{ps} = 2,3$ m/s (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 2):

- $rQ = Q_c / Q_{ps} = 0,67$ (rapport des débits) ;
 - $rH = H_s / D_e = 0,59$; $H_s = 708$ mm (hauteur de remplissage) ;
 - $rV = V / V_{ps} = 1,08$; $V = 2,48$ m/s (rapport des vitesses).
- ✓ **Le débit déversé vers le milieu exutoire:**

$$Q_d = Q_c - Q_{ptp} \dots \dots \dots VII. 2$$

Donc :

$$Q_d = 3,21 - 1,73 = 1,48 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- ✓ **La lame d'eau déversée est donnée par :**

$$H_d = H_e - H_s \dots \dots \dots VII. 3$$

Avec :

- **H_e** : La hauteur d'entrée ;
- **H_s** : La hauteur de sortie ;
- **H_d** : La lame d'eau déversée.

Donc :

$$H_d = 930 - 708 = 222 \text{ mm}$$

- ✓ **La largeur du seuil déversant :**

$$Q_d = m \times b \times \sqrt{2g} \times H_d^{3/2} \dots \dots \dots VII. 4$$

Alors : $b = \frac{Qd}{m \times \sqrt{2g} \times Hd^{\frac{3}{2}}}$

Avec :

- **m** : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversé pour les crêtes minces $m= 0,42$;
- **g** : L'accélération de la pesanteur m^2 / s ;
- **b** : Largeur du déversoir.

Donc :

$$b = \frac{1,48}{0,42 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 0,222^{\frac{3}{2}}} = 7,61m$$

VII.3.3. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued.

On impose une pente de 1% ; $Qd = 1,48 \text{ m}^3/s$.

D'après l'abaque de Bazin (annexe 1):

- $De = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer de déversoir) ;
- $Qps = 1,7 \text{ m}^3/s$ (débit à pleine section) ;
- $Vps = 2,16 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 2) :

- $rQ = Qc/ Qps = 0,87$ (rapport des débits) ;
- $rH=He/De = 0,71$; $He = 710 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage) ;
- $rV = V/Vps = 1,11$; $V = 2,4 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

VII.4. Dimensionnement de la station de relevage projetée :

✓ **Le volume :**

$$Vu = \frac{Q}{4 \times n \times f} \dots \dots \dots VII.5$$

Avec :

- **Vu** : Volume utile de la bache qui est situé entre les niveaux bas d'enclenchement et haut de déclenchement de la pompe (m^3) ;
- **Q** : débit de pointe à pomper en m^3 /h ; $Q= Qptp = 6243,84m^3/h$
- **f** : nombre de démarrage par heure ; 4 h
- **n** : nombre de pompe en fonctionnement ; ($N = 2$).

Donc :

$$Vu = \frac{6243,84}{4 \times 2 \times 4} = 195,12m^3$$

✓ **La hauteur utile (Hu) :**

Hu = niveau haut d'aspiration – niveau bas d'aspiration : est entre 0,80 et 2.00 m ;

Pour notre cas on choisit une hauteur utile de 1,6m.

$$Hu=1,6m$$

✓ **La surface utile (Su) :**

$$Su = \frac{Vu}{Hu} = \frac{195,12}{1,6} = 121,95m^2$$

VII.4.1. La conduite de refoulement :

✓ **Calcul du diamètre :**

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{éco} = \sqrt{Qp} \dots \dots \dots VII. 6$$

On a $Qp=Q_{ptp}=6243,84m^3/h=1,73m^3/s$

Donc :

$$D_{éco} = \sqrt{1,73} = 1,32m = 1320mm$$

Alors le diamètre normalisé est : $Dn = 1500 \text{ mm}$.

✓ **Calcul la vitesse d'écoulement :**

$$Q = V \times S \rightarrow V = \frac{Q}{S}$$

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

Alors :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

Donc :

$$V = \frac{4 \times 1,73}{\pi \times 1,5^2} = 0,98m^2/s$$

VII.4.2. Caractéristique des pompes :

✓ **Calcule la hauteur manométrique totale de la pompe HMT :**

$$HMT = Hg + \Delta H \dots \dots \dots VII. 7$$

Avec :

- **Hg** :Hauteur géométrique (m) ;
- **ΔH_T** : Perte de charge totale.

✓ **Hauteur géométrique :**

La hauteur géométrique est entre l'axe de la conduite d'eau d'arriver au dégrilleur et le niveau bas d'aspiration dans la bêche.

$$H_g = 855,75 - 848,9 + 1,6 = 8,45m$$

✓ **Perte de charge totale :**

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin} \dots \dots \dots VII.8$$

$$\Delta H_{lin} = 10\% \Delta H_{sin}$$

Donc :

$$\Delta H_T = 1,1 \Delta H_{lin}$$

$$\Delta H_T = 1,1 \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

- **K** : coefficient de perte de charge ;
- **Q** : débit en m³ /s =1,73 m³ /s
- **L** : longueur de la conduite =81,77 m
- **D** : diamètre de la conduite =1500mm
- **β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- **m** : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

Tableau VII.1. Les valeurs de K, m, et β

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

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Donc :

- **K=0,001052**
- **m=4,774**
- **β=1,77**

Donc :

$$\Delta H_T = 1,1 \frac{0,001052 \times 81,77 \times 1,73^{1,77}}{1,5^{4,774}} = 0,036$$

Alors :

$$HMT = 8,45 + 0,036 = 8,486 \text{ m}$$

✓ **Puissance absorbée (Pa) :**

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante : [15]

$$Pa = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta G} \dots \dots \dots VII.9$$

Avec :

- ρ : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m³
- g : Accélération de pesanteur 9,81 m/s² ;
- **HMT** : Hauteur manométrique total (m) ;
- **Q** : Débit de pointe (m³ /s) ;
- ηG : Rendement global ($\eta G = Rh * Re$) (en eaux usées, les rendements hydraulique Rh varie entre 0,6 et 0,7 ; Le rendement électrique Re est 0,85).

En prend Rh = 0,65.

Donc :

$$Pa = \frac{1000 \times 9,81 \times 1,73 \times 8,486}{0,65 \times 0,85} = 260666,88w = 260,67kw$$

VII.5. Profil hydraulique :

Le profil hydraulique à travers consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée ligne piézométrique.

Les Côtes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VII.2. Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages [2]

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	853,55
Répartiteur	853,03
Dessableur-déshuileur	852,39
Bassin d'aération	850,72
Décanteur secondaire	848,92
Bassin de désinfection	848,95

VII.5.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la STEP :

✓ **Perte de charge :**

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de D'ARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C p_A - C p_B \dots \dots \dots VII. 10$$

Avec :

- **K** : coefficient de perte de charge ;
- **Q** : débit en m³ /s ;
- **L** : longueur de la conduite ;
- **D** : diamètre de la conduite ;
- **β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- **m** : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;
- **CpA** : Côte du plan d'eau au point A ;
- **CpB** : Côte du plan d'eau au point B.

✓ **Le diamètre :**

D'après la formule VII.6 le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C p_A - C p_B}} \dots \dots \dots VII. 11$$

✓ **Longueurs des conduites :**

Tableau VII.3. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP [2]

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur–Répartiteur	10,81
Répartiteur-Dessableur-déshuileur	10,87
Dessableur-déshuileur-Bassin d'aération	21,39
Bassin d'aération-Décanteur secondaire	36,87
Décanteur secondaire -Bassin de désinfection	33,85

VII.4.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques:

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

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots \dots \dots VII. 12$$

Avec :

- $\frac{P1}{\rho g}$ et $\frac{P2}{\rho g}$: énergies de pression dans les sections (1) et (2) ;
- $V1^2/2g$ et $V2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2) ;
- **Z1 et Z2** : Côtes des points (1) et (2) ;
- **ΔH_{1-2}** : pertes de charge dans le tronçon (1-2).

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

$$\frac{P1}{\rho g} + Z1 = \frac{P2}{\rho g} + Z2 + \Delta H_{1-2}$$

On pose :

$$P1/\rho g = H1 \text{ et } P2/\rho g = H2$$

Donc :

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

- $Cp1 = H1 + Z1$: côte piézométrique au point (1).
- $Cp2 = H2 + Z2$: côte piézométrique au point (2).

$$\mathbf{Cp1 = Cp2 + \Delta H_{1-2} \dots \dots \dots \text{VII.13}}$$

A. dégrilleur - répartiteur (A-B) :

- ❖ Côte du radier du dégrilleur(A) : 854m ;
- ❖ Hauteur d'eau : 1m D'où : $CpA = 855m$;
- ❖ Côte du radier du répartiteur(B) : 852,69m ;
- ❖ Hauteur d'eau : 1m D'où : $CpB = 853,69m$;
- ❖ $L = 10,81m$.
- ❖ **Diamètre :**

On utilisera la formule VII.7 :

$$Q = Q_{ptp} = 1,73 m^3/s$$

Donc :

$$\mathbf{D = 453mm \rightarrow Dn = 500mm}$$

- ❖ **côte piézométrique :**

$$CpB' = CpA - \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Donc :

$$\mathbf{CpB' = 854,18m}$$

B. Répartiteur - dessableur (B-C) :

- ❖ Côte du radier du dessableur (C) : 849,66m ;
- ❖ Hauteur d'eau : 2,5 m D'où : $C_pC=852,16m$;
- ❖ $L=10,87m$.
- ❖ **Diamètre :**

$$Q=Q_{ptp}/2=0,865m^2/s$$

Donc :

$$D = 320mm \rightarrow Dn = 400mm$$

- ❖ **côte piézométrique :**

$$C_pC' = C_pB' - \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Donc :

$$C_pC'=853,48m$$

C. Dessableur – bassin d'aération (C-D) :

- ❖ Côte du radier du bassin d'aération (D) :845m ;
- ❖ Hauteur d'eau :4 m D'où : $C_pD =849$;
- ❖ $L=21,39m$.
- ❖ **Diamètre :**

$$Q=0,865m^2/s$$

Donc :

$$D = 312mm \rightarrow Dn = 400mm$$

- ❖ **côte piézométrique :**

$$C_pD' = C_pC' - \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Donc :

$$C_pD'=852,1m$$

D. Bassin d'aération - clarificateur (D-E) :

- ❖ Côte du radier du bassin de clarification(E) :842,6m ;
- ❖ Hauteur d'eau : 4 mD'où : $C_pE=846,6m$;
- ❖ $L=36,87m$.

❖ **Diamètre :**

$$Q=0,865\text{m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$D = 335\text{mm} \rightarrow Dn = 400\text{mm}$$

❖ **côte piézométrique :**

$$CpE' = CpD' - \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Donc :

$$CpE'=849,72\text{m}$$

E. Clarificateur - bassin de désinfection (E-F) :

❖ Côte du radier du bassin de désinfection(F) :845,5m ;

❖ Hauteur d'eau : 2 m D'où : CpF=847,5m ;

❖ L=33,85m

❖ **Diamètre :**

$$Q=0,865\text{m}^3/\text{s}$$

Donc :

$$D = 398\text{mm} \rightarrow Dn = 400\text{mm}$$

❖ **côte piézométrique :**

$$CpF' = CpE' - \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

Donc :

$$CpF'=847,53\text{m}$$

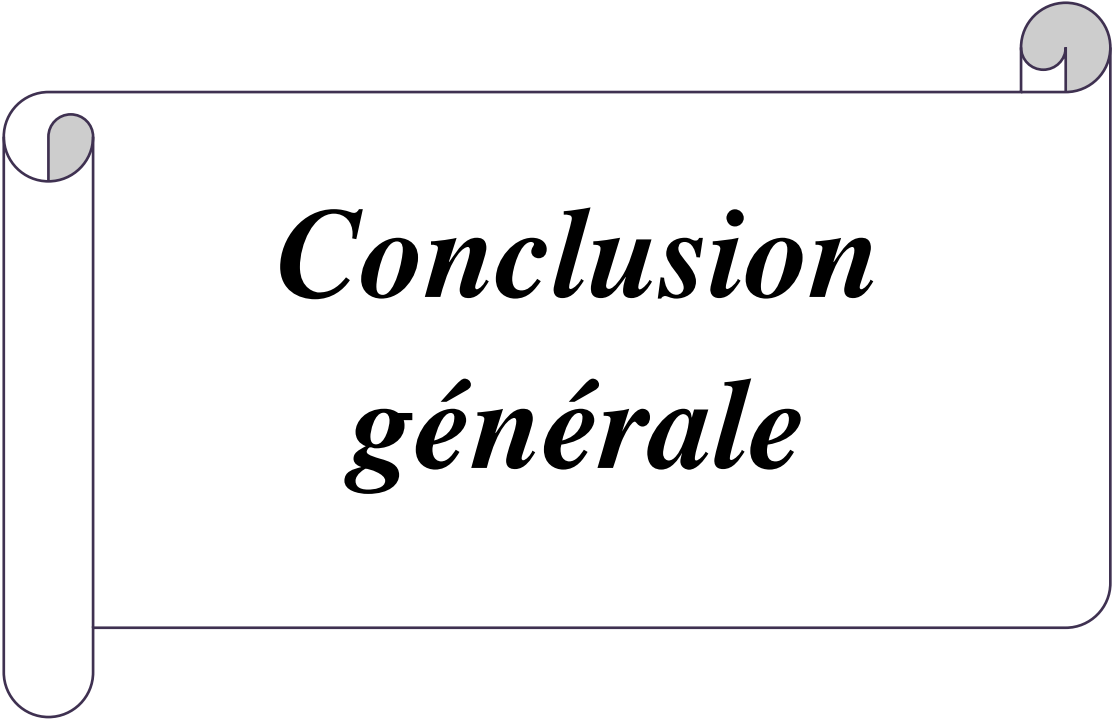
Chapitre VII : Calcul hydraulique

Tableau VII.4. Résultat de différentes cotes des ouvrages de la STEP

Les points	Côtes du terrain (m)	Côte du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	côte piézométrique (m)
Dégrilleur (A)	853,55	854	1	855
Répartiteur (B)	853,03	852,69	1	854,18
Dessableur-déshuileur (C)	852,39	849,66	2,5	853,48
Bassin d'aération (D)	850,79	845	4	852,1
Décanteur secondaire (E)	848,92	842,6	4	849,72
Bassin de désinfection (F)	848,95	845,5	2	847,53
Les tronçons	L réelle		Diamètre	
A-B	10,81		500	
B-C	10,87		400	
C-D	21,39		400	
D-E	36,87		400	
E-F	33,85		400	

VII.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les ouvrages projetés sur le site et l'installation hydraulique d'où on peut faire le profil hydraulique de la station d'épuration qui revient à déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station, les longueurs, les diamètres des conduites reliant ces ouvrages, les niveaux d'eau dans les différents ouvrages ainsi que les pertes de charge et les côtes piézométriques dans chaque point.



***Conclusion
générale***

Conclusion générale :

Le but de l'étude de nos travaux est de concevoir une station d'épuration des eaux usées de la ville de Hassi Bahbah pour protéger Oued Boudechicha afin qu'elles puissent être rejetées sans danger pour elle ni pour l'environnement. D'autre part, il s'agit d'obtenir des eaux pures. une eau qui répond aux normes de drainage équitable prévues par la loi pour être réutilisée dans d'autres domaines, par exemple dans l'irrigation agricole pour compenser la pénurie d'eau, qui sera exploitée à l'horizon 2053.

Nous avons remarqué l'afflux d'eau dû à l'augmentation de la population et les équipements et nous avons également supposé une augmentation de besoin d'activité à 30%, cela représentera un afflux de 20475,89 m³/j en 2033 et de 30590,92 m³/j en 2053.

Le terrain choisi pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées de la commune de HASSI BAHBAH est situé au Sud-Est de l'agglomération à environ 5 Km. Ce terrain est plat et à vocation agricole dépourvue de toute végétation pérenne. La superficie disponible dépasse dix (10) hectares.[2]

Nous avons décidé de choisir la station d'épuration en fonction de ses propriétés physiques et chimiques et selon le coefficient de biodégradabilité K des eaux des rejets De Hassi Bahbah est de 2.1 ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques(M.O) facilement biodégradables.. Les eaux usées seront traitées dans la station comme suit :

- Un prétraitement (Dégrilleur, Dessableur-Déshuileur) ;
- Traitement primaire (décanteur primaire ,coagulation et floculation) ;
- Traitement secondaire qui comprend un traitement biologique avec boues activées à moyenne charge et traitement de clarification ;
- Traitement tertiaire qui comprend le filtre à sable.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

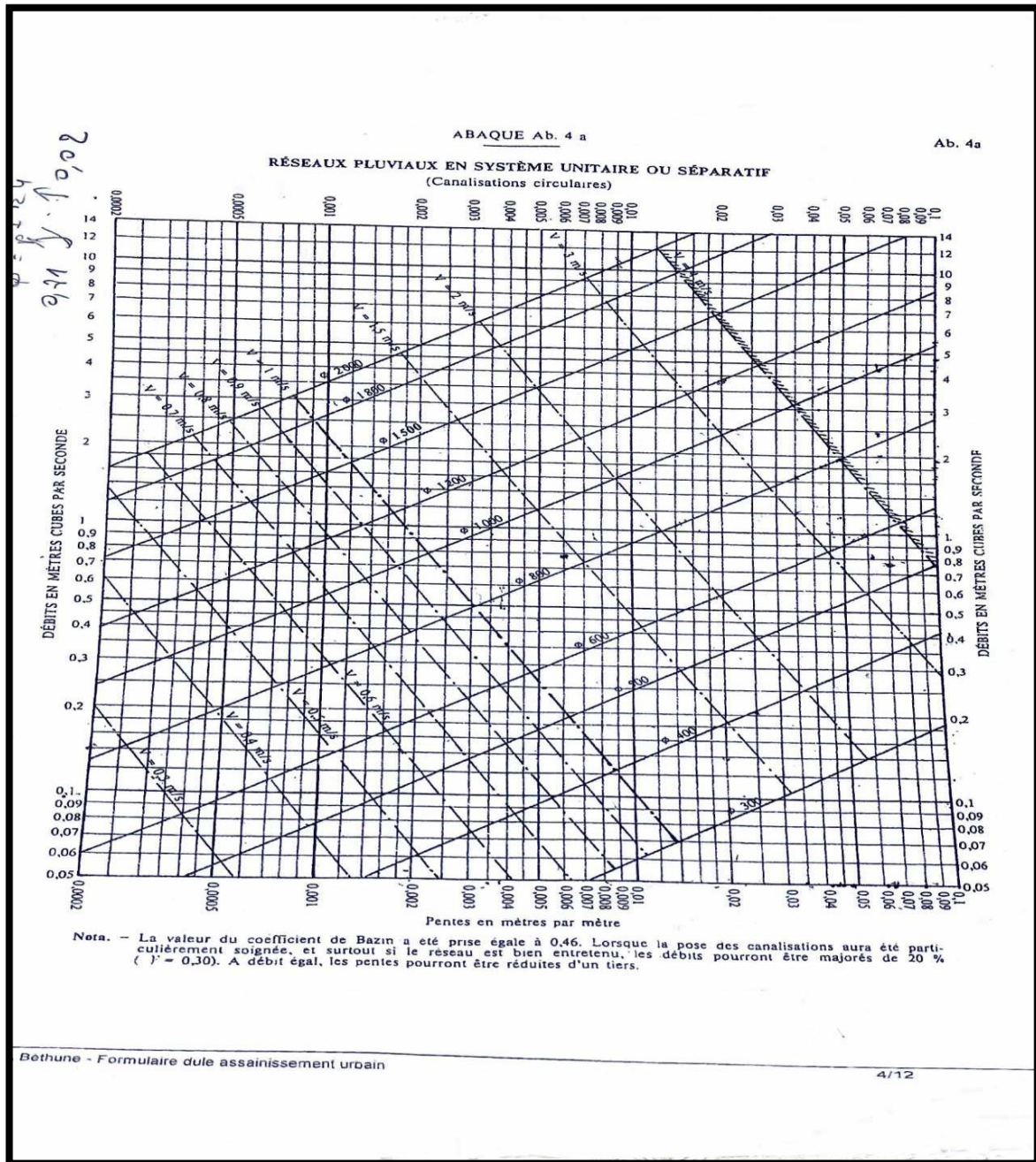
- [1] Direction des services agricoles, 2015.
- [2] Données de la direction des ressources en eau (DRE Djelfa), 2009.
- [3] D. Gaujous, «La pollution des milieux aquatiques,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1995.
- [4] NOURA Nesrine , Etude Des Performances Epuratoires de la STEP de BOUSMAIL en vue de leur réutilisation à des fins agricoles, 2019.
- [5] B. Germain, Pollution de l'eau liée aux activités agricoles, 2015.
- [6] Gaid Abd El-Kader « Epuración biologique des eaux usées urbaine » tome1, 1984.
- [7] Mme BETATACHE HAYAT , cours d'épuration des eaux usées industrielle, ENSH-BLIDA
- [8] Ladjel F, (2006), Exploitation d'une station d'épuration à boue activée niveau 02. Centre de formation au métier de l'assainissement. CFMA-Boumerdes. 80p.
- [9] ABDELKADER CAID 1984, Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2. Office de publication universitaire, Alger, 260 p.
- [10] Y. GERVAISE, P. BLANFUNE, Qualité de l'eau, environnement, AFNOR 1994 , 861p.
- [11] F. Valiron, Maitrise de la pollution urbaine, état de l'art, édition technique et documentation, Lavoisier. 1992, 564 p.
- [12] BERINI Mohamed Rafik, DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION A BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE HASSI BAHBAH (W.DJELFA), 2012.
- [13] Céline Boutin, A. Hédouit, J.M. Helmer. Technologie d'épuration en vue d'une réutilisation des eaux usées traitées (REUT). Irestea. 2009.
- [14] Mme TAFAT LEILA , cours épuration II, ENSH-BLIDA.
- [15] Handbook. Abdelkader Gaid, techniques de l'ingénieur des eaux usées urbaine.
- [16] HAMLAOUI Abderrazek, Conception d'une STEP des eaux usées de la commune de Béchar (Wilaya de Béchar) en vue de leur réutilisation en irrigation, 2021.
- [17] TEHARI Yasser, DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE D'OUED FODDA (W.CHLEF), 2015.
- [18] MESSAOUDI , Farah et BOUZIDI , Nariman . Analyse de l'efficacité des ouvrages de décantation et de filtration de la station de traitement koudiet medouar –Batna, 2016.



Les annexes

LES ANNEXES

ANNEXE 1



ANNEXE 2

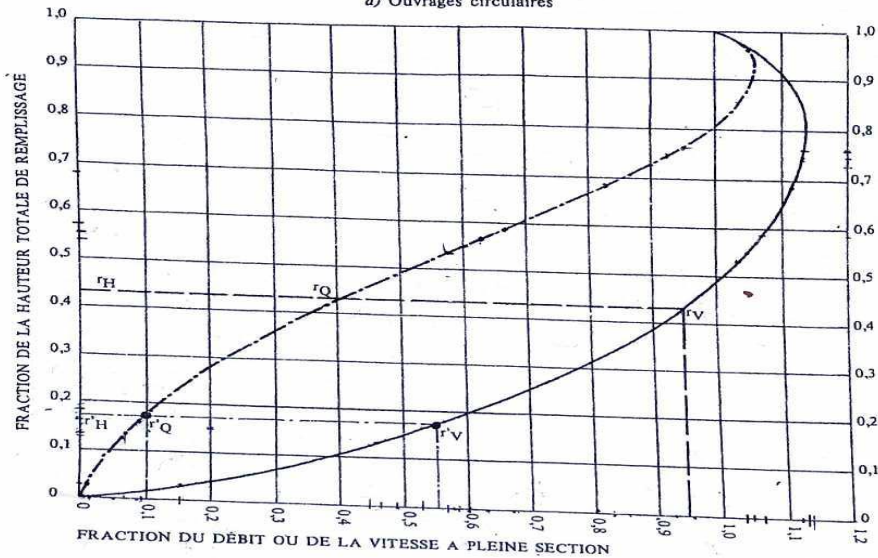
$$C_{e.r.} = \frac{Q_{pat}}{i Q_{ps}} \sqrt{H}$$

ABOQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.