

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : HYDRAULIQUE

OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

**Mémoire présenté pour l'obtention
du diplôme de Master Académique**

Par: BEN TOUMI Zahira Widad

et

SAFER TABI Mebarka Selwa

Intitulé

**Dimensionnement d'une station d'épuration pour le
nouveau pôle urbain d'Ighzar Ouzarif - Béjaia**

Soutenu devant le jury composé de:

Mokhtari Elhadj

Université de M'sila

Président

Merzouk Belkacem

Université de M'sila

Rapporteur

Guemache Abderezak

Université de M'sila

Examineur

Année universitaire : 2022 / 2023

Remerciements



Avant tout, nous tenons à remercier le bon Dieu qui nous a donné le courage et la patience pour achever nos études.

Nous remercions également notre Promoteur Monsieur le Professeur MERZOUK Belkacem de nous avoir guidées par ses précieux conseils pour mener à bien ce travail.

Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.

Nous remercions nos familles pour leurs soutiens et toute personne qui a contribué dans ce travail, et spécialement les enseignants de la Faculté de Technologie de M'sila et tous les enseignants du Département d'Hydraulique qui nous ont aidées de près ou de loin pendant toutes nos années d'études.

Zahira Widad BEN TOUMI

SAFER TABI Mebarka Selwa



Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma chère Maman que dieu la protège pour ses sacrifices, ses meilleurs vœux, son amour et son soutien.

A la personne la plus chère mon Papa qui est présent toujours dans mon cœur et mon esprit.

A mes chères sœurs et mon frère qui ont été toujours là pour moi et qui ne m'ont jamais laissée sentir seule.

A mes collègues de l'université de M'sila.

BEN TOUMI
Zahira Widad



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents pour leur soutien, leur patience, leurs encouragements durant mon parcours scolaire.

A mon mari, qui m'a toujours encouragée, et à mes enfants, **Ahmed** et **Noursin** , qui ont été patients avec moi.

A mes sœurs et mon frère, je leurs souhaite beaucoup de succès dans leurs parcours scolaire. A toute ma famille.

A mes collègues de l'université, A celle qui a collaboré avec moi dans ce travail, mon amie **BEN TOUMI Widad Zahira**.

SAFER-TABI
Mebarka Selwa

Résumé

L'extension de la ville de Béjaia se fait actuellement dans la commune de Oued Ghir, cela entraîne des quantités d'eaux usées en excès, et par la suite ces eaux rejoignent le réseau d'assainissement de cette commune qui ne répond plus aux besoins d'assainissement de ces eaux. Vu le déversement des eaux usées vers Oued-Soummam qui provoque la pollution du littoral de la ville de Bejaia et altère la qualité des sources et des champs captant destinés à l'Alimentation en Eau Potable de la population de la commune de Oued Ghir et ses environs, il est nécessaire et urgent de construire une station d'épuration (STEP).

Dans cette étude, nous avons dimensionné une station d'épuration des eaux usées par boues activées pour deux horizons (2032 pour 161432 habitants et l'an 2047 pour 184515 habitants).

Mots clés : Eaux usées, Station d'épuration, Oued Ghir, Boues activées, Réutilisation.

Abstract

The extension of the city of Béjaia is currently being done from Oued Ghir town, this leads to excess quantities of wastewater and subsequently this water join the Oued Ghir sewerage network which no longer flows to the sanitation needs of these waters. Considering the discharge of wastewater towards Oued Soummam which causes coastal pollution of the city of Béjaia and alters the quality of the sources and the catchment fields intended for the Drinking Water Supply of the population of the town of Oued Ghir and its surroundings, it is necessary and urgent to build a treatment plant (WWTP).

In this study, we have designed an activated sludge wastewater treatment plant for two horizons (2032 for 161432 inhabitants and the year 2047 for 184515 inhabitants).

Keywords: Wastewater, Wastewater treatment plant, Oued Ghir, Activated sludge, Reuse.

ملخص

نظرا لتوسع مدينة بجاية والذي يحدث على مستوى بلدية واد غير، يتم إنتاج كميات إضافية من مياه الصرف الصحي والتي بدورها تنظم إلى نظام الصرف الصحي لواد غير، والذي لم يعد يستطيع تحمل كميات إضافية.

تسرب مياه الصرف الصحي الزائدة نحو واد الصومام أدى إلى تلوث الشريط الساحلي لمدينة بجاية وتغير جودة مياه المنابع ومخازن الماء الشروب لبلدية واد غير وما جاورها، ومنه فمن الضروري الاستعجال في إنشاء محطة معالجة مياه الصرف الصحي.

لقد قمنا في هذه الدراسة بتصميم محطة معالجة المياه المستعملة بتقنية الحماية النشطة من اجل الأفقين (2023 ل 161432 نسمة و سنة 2047 ل 184515 نسمة).

الكلمات المفتاحية: مياه الصرف الصحي، محطة تصفية المياه، واد غير، الحماية النشطة، إعادة استخدام المياه.

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

N° du tableau	Titre	Page
Tableau I.1	Moyennes mensuelles et annuelles des précipitations (1970-2018)	03
Tableau I.2	Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes dans la région (1970-2018)	04
Tableau I.3	L'ensoleillement mensuel moyen (heures)	05
Tableau I.4	Moyennes mensuelles de l'évaporation	06
Tableau I.5	Moyennes mensuelles de la vitesse des vents	06
Tableau I.6	Moyennes mensuelles de l'humidité	07
Tableau I.7	Le nombre de population pour différents horizons	09
Tableau II.1	Normes de rejet concernant les effluents industriels	12
Tableau II.2	Caractéristiques de l'eau brute	18
Tableau III.1	Les techniques d'épuration extensives	34
Tableau III.2	Avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin	35
Tableau III.3	Avantages et inconvénients des cultures libres	36
Tableau III.4	Avantages et inconvénients des procédés intensifs	39
Tableau IV.1	Données de base du projet de la STEP	43
Tableau IV.2	Les caractéristiques exigées des eaux traitées	44
Tableau IV.3	Espacement et épaisseur des barreaux	45
Tableau IV.4	Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier	45
Tableau IV.5	Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin	46
Tableau IV.6	Les valeurs du coefficient de forme des barreaux	46
Tableau IV.7	Les résultats de calcul des dégrilleurs	47
Tableau IV.8	Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	48
Tableau IV.9	Dimensionnement du dessableur-déshuileur	50
Tableau IV.10	Classement des réacteurs biologiques selon leurs rendements et leurs charges	51
Tableau IV.11	Résultats de calcul de l'aérateur	52
Tableau IV.12	Résultats de calcul des besoins en oxygène	55
Tableau IV.13	Les valeurs de I_m en fonction de C_m	56
Tableau IV.14	Résultats de bilan des boues	57
Tableau IV.15	Résultats de calcul du clarificateur	59
Tableau IV.16	Calcul du bassin de désinfection	60
Tableau IV.17	Résultats de calcul de l'épaississeur	63
Tableau IV.18	Résultats de calcul des lits de séchage des boues	65

Tableau V.1	Les données des stations de relevage	69
Tableau V.2	Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)	73
Tableau V.3	Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)	76
Tableau VI.1	Côtes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages	77
Tableau VI.2	Valeurs de K, m et β	78
Tableau VI.3	Longueur de chaque tronçon	78
Tableau VI.4	Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP	81
Tableau VI.5	Les pertes de charge	83
Tableau VII.1	Types de réutilisation : exigences de mise en œuvre et de gestion	86
Tableau VII.2	Répartition des quantités des eaux usées traitées par zone (ONA, 2019)	89
Tableau VII.3	Les normes à respecter pour la salinité	90
Tableau VII.4	Les normes à respecter (SAR)	90

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

N° de la figure	Titre	Page
Fig. I.1	Situation géographique de la commune Oued Ghir	02
Fig. I.2	Evolution des précipitations pendant l'année	04
Fig. I.3	Représentation des températures moyennes mensuelles	05
Fig. I.4	Répartition de l'ensoleillement mensuel moyen	05
Fig. I.5	L'évaporation mensuelle moyenne	06
Fig. I.6	Répartition des vitesses moyennes mensuelles	07
Fig. I.7	Répartition de l'humidité moyenne mensuelle	07
Fig. I.8	Site de la future station d'épuration	09
Fig. III .1	Schéma d'un traitement préliminaire d'une station d'épuration	20
Fig. III .2	Grille courbe	22
Fig. III .3	Dégrilleur vertical	22
Fig. III .4	Ouvrage de dessablage-déshuilage	25
Fig. III .5	Décanteur cylindro-conique statique sans raclage	26
Fig. III .6	Décanteur circulaire avec raclage de boues	27
Fig. III .7	Décanteur longitudinal avec raclage de boues	27
Fig. III .8	Infiltration-percolation étanchée et drainée	29
Fig. III .9	Système drainé sur sol en place imperméable	30
Fig. III .10	Système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane imperméable	30
Fig. III .11	Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical	30
Fig. III .12	Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal	31
Fig. III .13	Lagunage naturel	32

Fig. III.14	Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel	32
Fig. III.15	Schéma de principe d'un lagunage aéré	34
Fig. III.16	Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique	37
Fig. III.17	Schéma d'un disque biologique	37
Fig. III.18	Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien	38
Fig. III.19	Synoptique d'une station à boue activée	38
Fig. IV.1	Evolution de C_m en fonction de I_m	56
Fig. IV.2	Schéma de la composition principale d'un lit de séchage	64
Fig. IV.3	Exemple d'un filtre à bande	66
Fig. V.1	Plan de situation des stations de relevage et de la STEP	68
Fig. VI.1	Profil hydraulique de la STEP pour 2032 et 2047	83

Sommaire

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Caractéristiques générales de la zone d'étude

I.1. Introduction	2
I.2. Situation géographique	2
I.3. Situation géologique	3
I.4. Réseau hydrographique	3
I.5. Situation climatique	3
I.5.1. Pluviométrie	3
I.5.2. La température	4
I.5.3. L'ensoleillement	5
I.5.4. L'évaporation	6
I.5.5. Les vents	6
I.5.6. L'humidité	7
I.6. Réseau d'assainissement	8
I.7. Estimation actuelle et future de la population à l'horizon du projet	8
I.8. Localisation du projet	9
I.9. Conclusion partielle	9

Chapitre II : Caractéristiques des eaux usées

II.1. Introduction	11
II.2. Origines des eaux usées	11
II.2.1. Les eaux usées domestiques	11
II.2.2. Les eaux usées industrielles	11
II.2.3. Les eaux agricoles	12
II.2.4. Les eaux pluviales	12
II.3. Types de pollution	13
II.3.1. Pollution organique	13
II.3.2. Pollution minérale	13
II.3.3. Pollution microbiologique	13
II.4. Paramètres de pollution des eaux	13
II.4.1. Paramètres physiques	14
II.4.1.1. La température	14
II.4.1.2. La conductivité	14
II.4.1.3. La turbidité	14
II.4.1.4. La couleur et l'odeur	14

II.4.1.5. Les charges pondérales	14
II.4.2. Paramètres chimiques	15
II.4.2.1. La demande biologique en oxygène (DBO ₅)	15
II.4.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO)	15
II.4.2.3. Le potentiel Hydrogène (pH)	15
II.4.2.4. Le carbone organique total (COT)	15
II.4.2.5. Les sels nutritifs	15
II.4.2.6. La biodégradabilité	16
II.4.3. Les paramètres microbiologiques	17
II.5. Impact sur le milieu récepteur	17
II.6. Caractéristiques de l'eau brute de la zone d'étude.....	18
II.7. Performances exigées	18
II.8. Conclusion partielle	18

Chapitre III : Les procédés d'épuration des eaux usées

III.1. Introduction	20
III.2. Classification des procédés d'épuration	20
III.2.1. Le prétraitement	20
III.2.1.1. Le dégrillage	21
III.2.1.2. La dilacération	23
III.2.1.3. Le tamisage	23
III.2.1.4. Le dessablage	23
III.2.1.5. Dégraissage - déshuilage	25
III.2.2. Traitement primaire	25
III.2.2.1. Décantation	25
III.2.2.2. Coagulation - floculation	27
III.2.3. Traitement secondaire (traitement biologique)	28
III.2.3.1. Classification des procédés d'épuration biologique	28
III.2.3.2. Résumé des différentes filières	34
III.2.3.3. Les avantages et inconvénients	35
III.2.4. Traitements tertiaires ou complémentaires	39
III.3. Conclusion partielle	40

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction	41
IV.2. Evaluation des débits et des charges polluantes	41
IV.2.1. Evaluation des débits	41
IV.2.2. Les charges polluantes	42
IV.2.3. Performances exigées	44
IV.3. Prétraitement	44
IV.3.1. Dégrillage	44
IV.3.2. Dessablage-déshuilage	48

IV.4. Traitement secondaire	50
IV.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération	51
IV.4.2. Bilan des boues	55
IV.4.3. Dimensionnement du décanteur secondaire	57
IV.5. Traitement tertiaire	59
IV.5.1. Dimensionnement du bassin de désinfection	59
IV.5.2. Dose du chlore à injecter	60
IV.5.3. Traitement des boues	60
IV.5.3.1. Choix de la filière de traitement	61
IV.5.3.2. L'épaississement	61
IV.5.3.3. Dimensionnement des lits de séchage	63
IV.5.3.4. Déshydratation mécanique des boues	65
IV.6. Conclusion partielle	67

Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

V.1. Introduction	68
V.2. Données de base des stations de relevage	69
V.2.1. Dimensionnement de la station de relevage (SR1)	69
V.2.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement	69
V.2.1.2. Caractéristiques des pompes	70
V.2.1.3. Les caractéristiques des pompes choisies	72
V.2.1.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration	72
V.2.2. Dimensionnement de la station de relevage (SR2)	73
V.2.2.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement	73
V.2.2.2. Caractéristiques des pompes	74
V.2.2.3. Les caractéristiques des pompes choisies	75
V.2.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration	75
V.3. Conclusions	76

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1. Introduction	77
VI.2. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages	77
VI.3. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	77
VI.3.1. Le diamètre	78
VI.3.2. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	78
VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques	79
VI.3.4. Calcul des pertes de charge entre les ouvrages	81
VI.4. Conclusion partielle	83

Chapitre VII : Réutilisation des eaux usées épurées

VII.1. Introduction	84
VII.2. Objectif de la réutilisation des eaux usées épurées	84
VII.2.1. Comblement du déficit en eau	84
VII.2.2. La recharge de la nappe	87
VII.2.3. Irrigation	87
VII.3. La réutilisation des eaux usées épurées en Algérie	88
VII.3.1. Réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation	88
VII.3.2. Réutilisation des eaux usées épurées en milieu urbain	89
VII.4. Les normes et contrainte à respecter pour l'irrigation	90
VII.4.1. Salinité	90
VII.4.2. Degré d'alcalinisation (SAR)	90
VII.5. Défis et contraintes à respecter pour l'irrigation	91
VII.5.1. Aspects législatifs et sanitaires	91
VII.5.2. Aspects sociaux-légaux	91
VII.5.3. Aspects économiques	91
VII.5.4. Aspects environnementaux et agronomiques	91
VII.5.5. Aspects technologiques	91
VII.6. Conclusion partielle	91
Conclusion générale	92

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

Les eaux usées qu'elles soient industrielles ou urbaines ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique. Le traitement ou l'épuration de ces eaux a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent.

L'extension de la ville de Bejaia se fait actuellement au niveau de la commune de Oued Ghir, et ce à travers les nouveaux pôles urbains de développement de la commune, dont le pôle Ighzar Ouzarif constituant plus de 16000 logements, le nouveau pôle urbain Sidi Boudrahem avec la construction de plus de 9000, ainsi la construction de promotions privées de plus de 3000 logements et différents équipements publics (Ecoles, Hôpital, etc.).

Le réseau d'assainissement actuel de la commune de Oued Ghir ne répond plus aux besoins en assainissement des eaux usées. Vu le déversement de ces rejets en eau usée à ciel ouvert vers l'Oued Soummam, menaçant ainsi la pollution du littoral de la ville de Bejaia, ainsi que la qualité des sources et des champs captant destinés à l'alimentation en eau potable de la population de la commune de Oued Ghir et ses environs, il est nécessaire et urgent de construire une station d'épuration (STEP).

L'objectif principal de notre étude consiste à dimensionner la future STEP pour protéger les eaux de Oued Soummam d'une part, et mettre à la disposition de la région un grand potentiel en eau épurée pour une réutilisation à des fins d'irrigation, d'autre part.

Pour mener notre étude, nous avons adopté le plan ci-après.

- Introduction générale
- Chapitre I : Présentation de la zone d'étude
- Chapitre II : Les caractéristiques des eaux usées
- Chapitre III : Les techniques d'épuration des eaux usées
- Chapitre IV : Dimensionnement de la STEP
- Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage
- Chapitre VI : Calcul hydraulique
- Chapitre VII : Réutilisation des eaux usées épurées
- Conclusion générale.

Chapitre I

Caractéristiques générales de la zone d'étude

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

I.1. Introduction

Avant tout projet, il est indispensable de caractériser le site d'implantation du projet, voir la situation géographique, la géologie de la zone, réseau hydrographique, situation hydraulique et sa situation démographique.

I.2. Situation géographique

Le nouveau pôle urbain Ighzar Ouzarif est situé au Nord de la commune de Oued Ghir, à environ 11 km à l'Ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaia, et à environ 234 km à l'Est de la capitale Alger.

La commune de Oued Ghir est limitée par (Fig. I.1):

- La commune de Toudja au Nord.
- La commune de Béjaia à l'Est.
- La commune d'El Kseur à l'Ouest.
- Les communes de Tala Hamza et Amizour au Sud.



Figure I.1 : Situation géographique de la commune Oued Ghir

Cette commune a pour coordonnées géographiques Latitude 36° 42' 38" Nord, Longitude 4° 58' 38" Est, et couvre une superficie de 47.93 km². Elle est traversée par l'Oued Soummam. Elle est reliée par la RN 12 à Bejaia et à El Kseur et par la RN 26 à la RN 5 et l'autoroute Est-Ouest en passant par Sid-Aich et Ahnif vers Alger [1].

I.3. Situation géologique

Dans cette zone, on distingue plusieurs types de sol suivant les régions. Le fond de la vallée est constitué par des alluvions grises. En principe, ces sols peuvent devenir très productifs à condition que leur couche supérieure (sable-argileuse) ne soit pas lessivée régulièrement [2,3].

I.4. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels (rivières) ou artificiels (réseaux) drainant un bassin versant.

La zone d'étude appartient au sous bassin versant Oued Soummam (N° 1510) du grand bassin Soummam (N° 15) selon la codification de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) [1].

La commune est arrosée par Oued Sahel, un cours d'eau prenant sa source sur les hauteurs de la commune de Toudja, qui se jette dans l'Oued Soummam. Ce dernier est le principal collecteur des eaux superficielles de la région ; il présente un écoulement permanent et se jette à son tour dans la baie de Bejaia. Il divise la commune de Oued Ghir en deux parties, mais la partie Nord est la plus importante en superficie et en population.

I.5. Situation climatique

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour tous les projets hydrauliques, tel que, la réalisation d'une station d'épuration (STEP). La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, caractérisé par une saison sèche de la mi-juin à la mi-novembre et des courtes périodes de sub-sècheresses entre ces deux périodes [2].

I.5.1. Pluviométrie

L'étude de précipitation est un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les aménagistes, afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage. D'après la station pluviométrique de Bejaia-aéroport (Altitude : 2 m, Latitude : 36°43, Longitude : 05°04E), la pluie moyenne annuelle est de 761 mm/an. La répartition mensuelle de cette pluie est la suivante [3].

Tableau I.1: Moyennes mensuelles et annuelles des précipitations (1970-2018)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An.
P (mm)	48	89	98	122	113	111	89	74	42	14	7	11	761

Ce tableau nous montre qu'au cours de la période (1970/2018) la station de Béjaia aéroport qui est la plus proche de Oued Ghir a enregistré un maximum de précipitation durant le mois de Décembre (122 mm) et un minimum durant le mois de Juillet (7 mm).

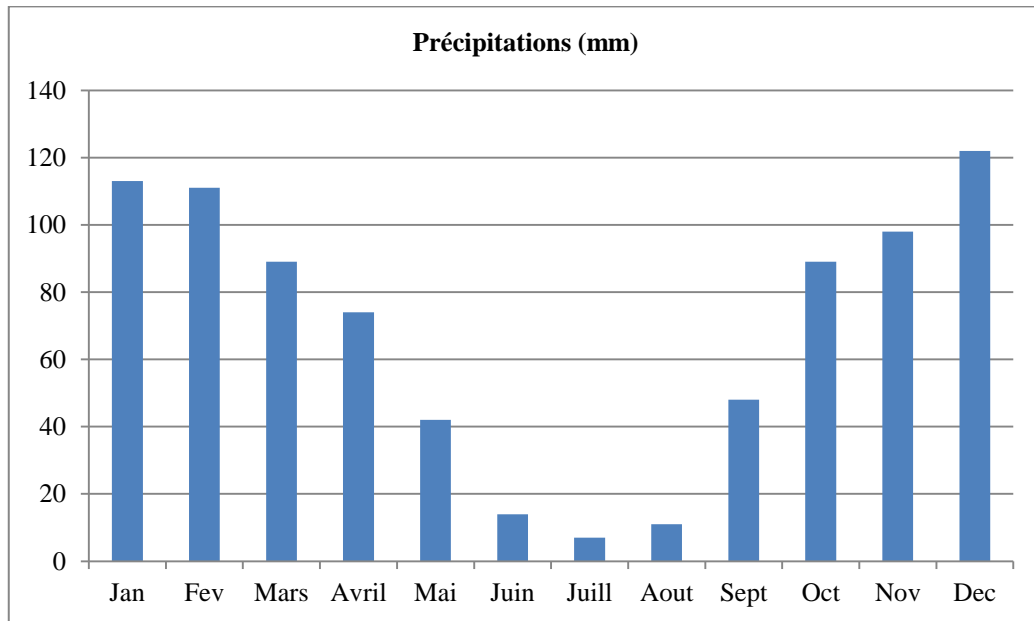


Figure I.2 : Evolution des précipitations pendant l'année

I.5.2. La température

Les températures sont relativement douces et variables, basses en hiver (< à 11.5 °C) et relativement élevées en été et plus particulièrement (26.5 °C) [3].

Tableau I.2 : Températures mensuelles minimales, maximales et moyennes dans la région (1970-2018)

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
T _{max} (°C)	28.6	26.3	21.7	18.3	17.2	17.2	19.1	21.3	23.6	27	30.2	30.9
T _{min} (°C)	19.5	16.5	12.1	8.4	7.6	7.6	9.1	11.2	14.2	17.9	21.2	21.6
T _{Moy} (°C)	24.05	21.4	16.9	13.35	11.5	11.5	14.1	16.25	18.9	22.45	25.7	26.25

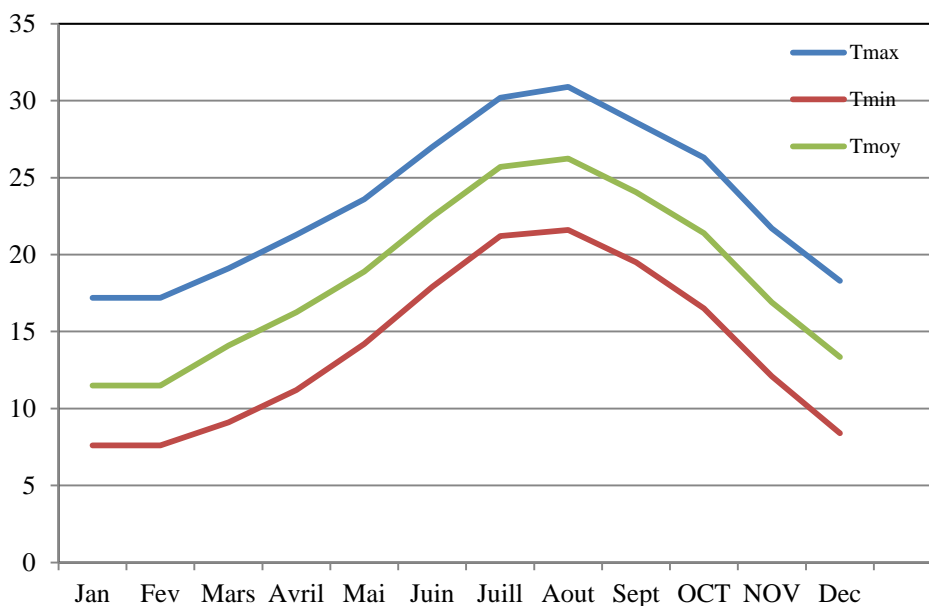


Figure I.3 : Représentation des températures moyennes mensuelles

1.5.3. L'enseillement

Les valeurs de l'enseillement mensuelles moyennes sont présentées dans le tableau ci- après [3].

Tableau I.3: L'enseillement mensuel moyen (heures)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Enseillement	5.3	5.9	7.4	8.14	9.1	10.1	11.1	9.59	7	6.2	5.4	4.6	7.56

Les valeurs les plus importantes de l'insolation sont enregistrées en période allant du mois du mars au mois d'octobre. La valeur la plus élevée est celle du mois de juillet (11.1 heures).

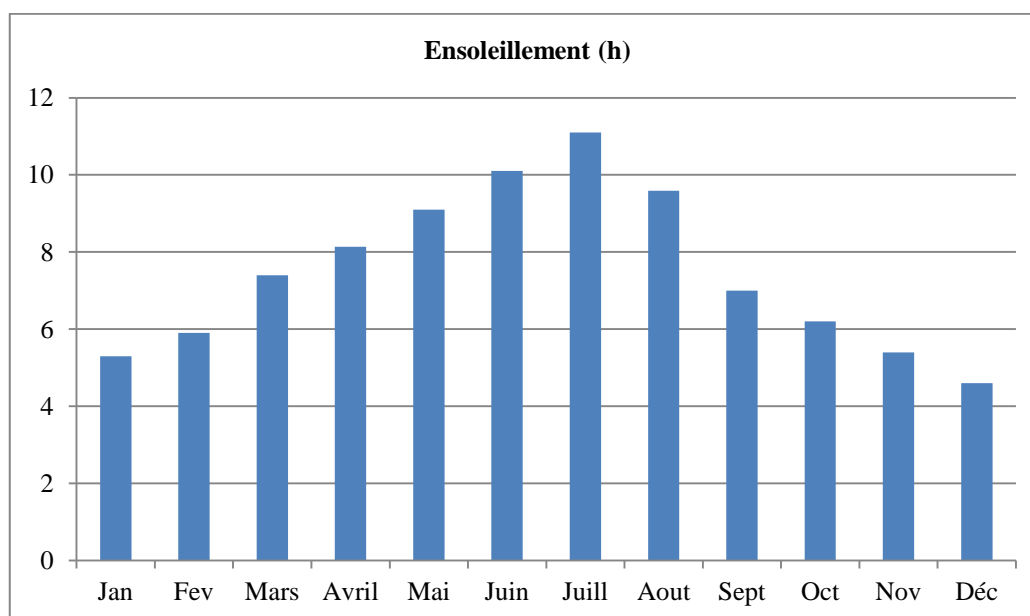


Figure I.4 : Répartition de l'enseillement mensuel moyen

I.5.4. L'évaporation

Les valeurs moyennes mensuelles d'évaporation enregistrées au niveau de la station météorologique de Bejaia aéroport sont mentionnées dans le tableau suivant.

Tableau I.4 : Moyennes mensuelles de l'évaporation (mm)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Evaporation	68.1	58	52.4	76	76.3	90.6	97	96.7	85.7	80.4	78.4	66.6

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et août et elle est faible aux mois de février et mars.

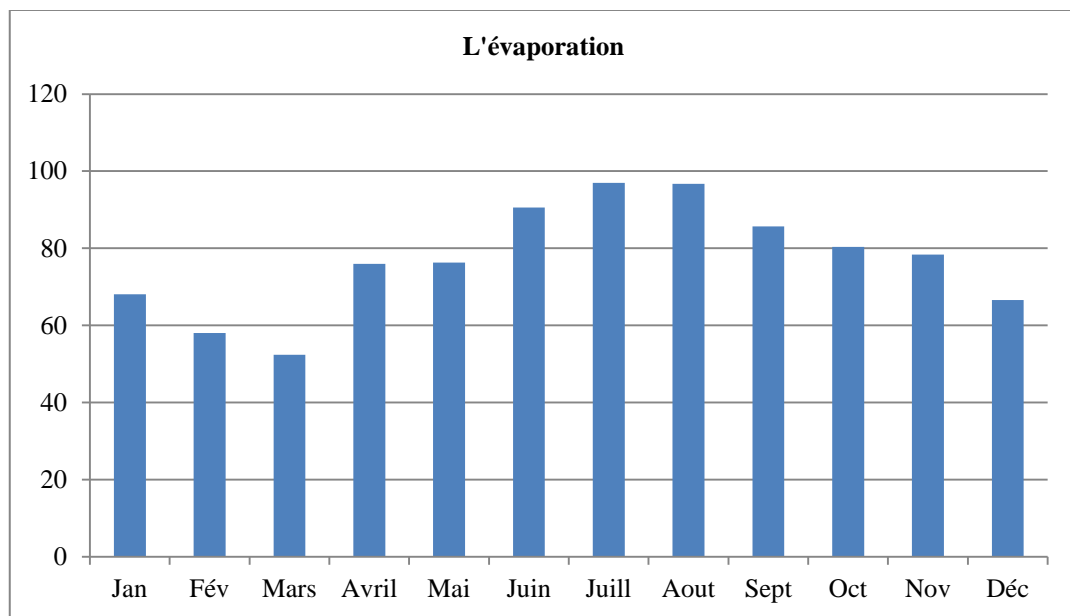


Figure I.5 : L'évaporation mensuelle moyenne

I.5.5. Les vents

Il s'agit d'un facteur important dans le système de protection de la station d'épuration.

Tableau I.5 : Moyennes mensuelles de la vitesse des vents

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
v (m/s)	2.9	3.1	2.8	3	2.6	2.7	2.6	2.67	2.4	2.7	3.08	3.21	2.83

D'après le tableau, on remarque que les vitesses des vents dans la région sont calmes, et soufflant avec une intensité annuelle moyenne d'environ 2.83 m/s.

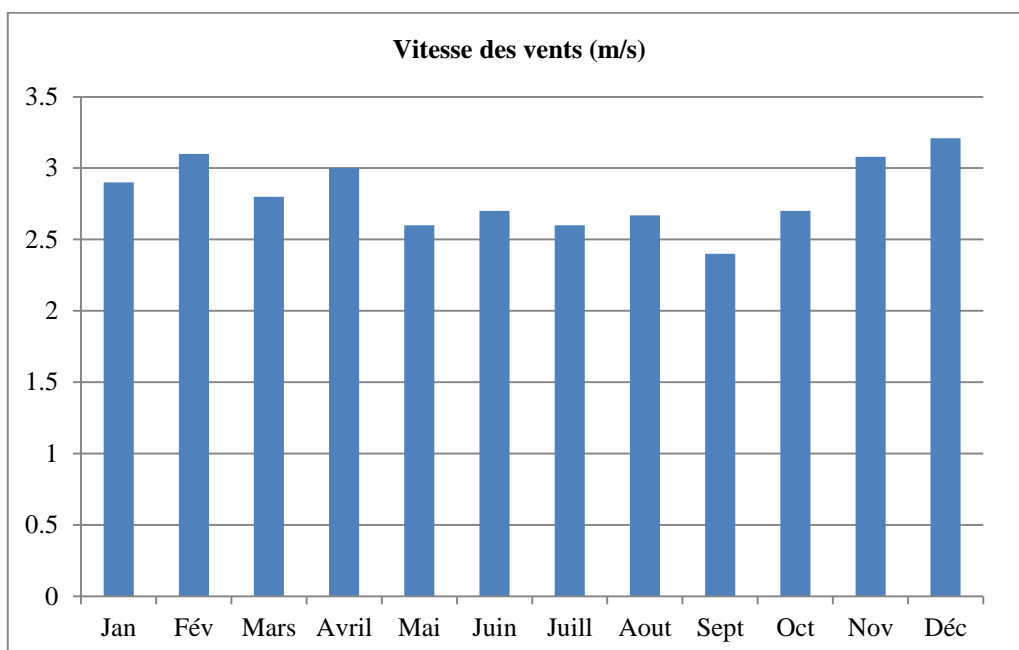


Figure I.6: Répartition des vitesses moyennes mensuelles

I.5.6. L'humidité

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale, et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Tableau I.6 : Moyennes mensuelles de l'humidité

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy.
Humidité (%)	74.9	77	76.8	78.2	78	77	72.7	75.5	75.4	74.2	76.3	75.5	76

La moyenne annuelle de la région est de 65 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en avril (78.2 %) et minimales en juillet (72.7 %).

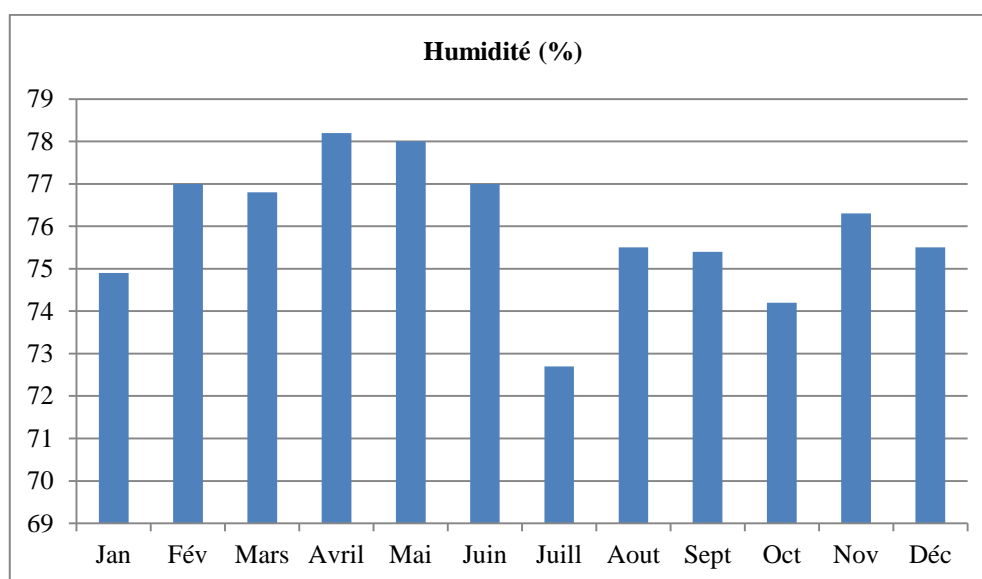


Figure I.7 : Répartition de l'humidité moyenne mensuelle

I.6. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement de la commune de Oued Ghir est de type séparatif et il couvre presque sa totalité. Le taux de raccordement est de 98 %. Vu l'extension de la ville de Bejaia qui se fait actuellement au niveau de la commune de Oued-Ghir, et ce à travers les nouveaux pôles urbains, tels que le pôle Ighzar Ouzarif (16000 logements), Sidi Boudrahem (9000 logements), ainsi que la construction de promotions privées de plus de 3000 logements et différents équipements publics (Ecoles, Hôpital, etc.), ce réseau ne répond plus aux besoins en assainissement des eaux usées.

Vu le déversements de ces rejets à ciel ouvert vers l'Oued Soummam, menaçant ainsi la pollution du littoral de la ville de Bejaia, ainsi que la qualité des sources et des champs captant destinés à l'alimentation en eau potable (AEP) de la population de la commune de Oued Ghir et ses environs, il est nécessaire et urgent de construire une station d'épuration (STEP).

Tous les réseaux existants et projetés seront branchés au collecteur principal de 9 km linéaire (gravitaire et refoulement) vers un seul point de rejet, où sera implantée la future station d'épuration.

I.7. Estimation actuelle et future de la population à l'horizon du projet

D'après les données recueillies au niveau de la Direction de la Planification et de l'Aménagement du Territoire (DPAT) et les données du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) de Béjaia, le taux d'accroissement moyen est estimé à 1.7 %.

Pour pouvoir déterminer la charge polluante et les débits d'eaux usées à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps. Il est donc nécessaire d'estimer la population future à différents horizons. Pour cela, nous avons fait appel à la formule du taux d'accroissement géométrique qui stipule que la croissance est directement liée à la population actuelle, soit :

$$P_n = P_0 * (1 + T/100)^n \dots\dots\dots (\text{habitants})$$

Avec

- P_n : Population future à l'horizon considéré.
- P_0 : Population à l'année de référence (2022).
- T : Taux d'accroissement de la population (%)
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Pour un taux d'accroissement de 1.7 %, l'estimation de la population future aux différents horizons du calcul est la suivante.

Tableau I.7 : Le nombre de population pour différents horizons [2]

Année		2022	2032	2047
STEP OUED GHIR	Sidi Boudrahem	45000	53262.5608	68586.13609
	Ibachiren 1, 2	2400	2840.66991	3657.927258
	Mellala 1, 2	3400	4024.28237	5182.063615
	Hellil 1, 2, 3, 4	3800	4497.72736	5791.718158
	Seroual	1146	1356.41988	1746.660266
	Ibourassen 1, 2	5000	5918.06231	7620.681787
	Oued Ghir	5400	6391.5073	8230.33633
	Kollirama	800	946.88997	1219.309086
	Chetba	840	994.234468	1280.27454
	Pénitencier *	1200	1200	1200
	Ighzar Ouzarif *	80000	80000	80000
Total		148986	161432	184515

I.8. Localisation du projet

La parcelle destinée à ce projet est un terrain plat à vocation agricole, d'une superficie de 04 hectares. Il se trouve à environ 04 km à l'Ouest du Chef-lieu de la commune, situé entre l'Oued Soummam au Sud et la route nationale (RN12) au Nord (Fig. I.8).



Figure I.8 : Site de la future station d'épuration

I.9. Conclusion partielle

Dans ce chapitre nous avons présenté notre zone d'étude qui est caractérisée par un climat sud-méditerranéen. Elle présente des zones montagneuses et des terrains plats ; ce qui requiert des stations de relevage pour pouvoir acheminer les eaux des parties basses vers la STEP.

Toutes les eaux usées sont déversées à l'air libre vers l'Oued Soummam sans aucun traitement préalable ; ce qui provoque la pollution du milieu récepteur et engendre des maladies dangereuses, d'où la nécessité et l'urgence de la construction d'une station d'épuration pour subvenir aux besoins de la population en extension, et combler le déficit de manière à répondre aux normes internationales en matière de traitement des eaux usées urbaines.

Chapitre II

Caractéristiques des eaux usées

Chapitre II : Caractéristiques des eaux usées

II.1. Introduction

Dans le quotidien, l'homme utilise l'eau pour répondre à ses différents besoins, ce qui entraîne une eau usée de différentes origines (domestiques, industrielles, agricoles et pluviales), et chacune à ses propres caractéristiques.

Les eaux usées sont chargées de matières minérales et/ou organiques en suspension ou en solution qui peuvent être toxiques.

II.2. Origines des eaux usées

Suivant l'origine des substances polluantes, on trouve quatre grandes catégories d'eaux usées dans le réseau d'assainissement unitaire [1,4,5].

- Les eaux usées domestiques
- Les eaux usées industrielles
- Les eaux usées agricoles
- Les eaux pluviales.

II.2.1. Les eaux usées domestiques

Ces eaux sont constituées par :

- Eaux usées ménagères provenant des usages domestiques : eaux de bain, de lessive et de cuisine.
- Eaux de vannes : urines, fèces.

En général, ces eaux sont chargées en matières organiques, graisses et des produits d'entretiens ménagers. Elles présentent une bonne biodégradabilité [4].

II.2.2. Les eaux usées industrielles

Les caractéristiques de ces eaux sont directement liées au type d'industrie concernée. Une épuration commune des eaux usées industrielles avec les eaux domestiques peut s'envisager à condition que la nature des pollutions soit identique et exempte des substances toxiques (cas des industries agroalimentaires par exemple).

Pour la préservation de l'environnement aux rejets industriels qui sont toujours non contrôlés, ces eaux doivent impérativement obéir à des normes de rejet (*Journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006*) [5].

Tableau II.1 : Normes de rejet concernant les effluents industriels [6]

Paramètres physicochimiques	Unité	Valeurs maximales	Tolérances aux valeurs limites (anciennes installations)
Température	°C	30	30
pH	--	6.5 à 8.5	6.5 à 8.5
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mg/L	35	40
Demande chimique en oxygène (DCO)	//	120	130
Matière en suspension totales (MES à 105 °C)	//	35	40
Phosphore total (P _T)	//	10	15
Cyanures (CN)	//	0.10	0.15
Aluminium (Al)	//	3	5
Cadmium (Cd)	//	0.20	0.25
Chrome total	//	0.5	0.75
Azote Kjeldahl (NTK)	//	30	40
Mercurure (Hg)	//	0.01	0.05
Nikel (Ni)	//	0.5	0.75
Plomb (Pb)	//	0.5	0.75
Cuivre total (Cu)	//	0.5	1
Zinc total (Zn)	//	3	5
Fer (Fe)	//	3	5
Manganèse (Mn)	//	1	1.5
Huiles et graisses	//	20	30
Hydrocarbures totaux	//	10	15
Etain total	//	2	2.5
Substance toxique bioaccumulable	//	0.005	0.01
Fluor et composés	//	15	20
Indice de phénols	//	0.3	0.5

II.2.3. Les eaux agricoles

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de Solutions d'engrais lessivées par les sols fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail) [1].

II.2.4. Les eaux pluviales

Ces eaux peuvent être fortement polluées, en particulier au début de pluies ; du fait :

- De la dissolution des fumées dans l'atmosphère.
- Du lavage des chaussées grasses et des toitures chargées de poussières.
- Du lavage des zones agricoles traitées (épandage de désherbants et d'engrais, des écoulements de purin dans les cours de ferme).

Les polluants présents dans ces eaux peuvent être de matières organiques biodégradables ou non, des matières minérales dissoutes ou en suspension et des toxiques [5].

II.3. Types de pollution

La pollution des eaux usées se manifeste généralement sous forme organique, minérale et microbiologique.

II.3.1. Pollution organique

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons. Autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement (phénols, aldéhydes et composés azotés) [1,7].

II.3.2. Pollution minérale

Il s'agit d'effluents constitués essentiellement de métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais (plomb, cuivre, fer, zinc, mercure). Il y'a aussi le cas de certains sels provenant de l'agriculture. Ces substances suscitées peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu, perturbation de l'activité bactérienne en station d'épuration, et affectation des cultures agricoles [1,7].

II.3.3. Pollution microbiologique

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu [1,7].

II.4. Paramètres de pollution des eaux

Généralement, le potentiel de pollution d'une eau est apprécié par une série d'analyse physicochimiques, dont certaines tentent de reproduire les modifications que cette eau sera susceptible d'apporter dans le milieu où elle sera rejetée. Ces mesure sont complétées par des analyses plus spécifique et à l'origine de nuisances majeures, tel que le phosphore ou l'azote. Dans certains cas particuliers, des produits toxiques peuvent être recherchés [8].

Les paramètres de pollution des eaux usées peuvent être classés en trois formes principales :

- Paramètres physiques
- Paramètres chimiques
- Paramètres biologiques.

II.4.1. Paramètres physiques

II.4.1.1. La température

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejet industriel dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées. Ainsi, tout rejet doit être inférieur à 30 °C [8].

II.4.1.2. La conductivité

C'est une mesure simple, qui se pratique avec une électrode et fournit une indication précise sur la concentration totale en sels dissous. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable, il est possible de juger rapidement si des apports importants, en particulier industriels, ont lieu dans le réseau d'assainissement. Le résultat est donc exprimé en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{s/cm}$) [8].

II.4.1.3. La turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée par la présence de matières en suspension (MES) fines dites les colloïdes, comme les argiles, les limons, etc. [9].

II.4.1.4. Couleur et odeur

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries) contiennent des colorants particulièrement stables. Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou d'une décomposition [9].

II.4.1.5. Les charges pondérales [8]

a) Les matières en suspension (MES)

Elles représentent les matières qui ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Ces MES, qui comportent des matières organiques et minérales, constituent un paramètre important qui marque le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel

b) Les matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, et sont obtenues par calcination de ces MES à 525 °C pendant deux heures. La différence de poids entre MES à 105 °C et MES à 525 °C donne la "perte au feu" et correspond à la teneur en MVS en (mg/L) d'une eau.

c) Les matières minérales (MM)

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son "extrait sec", constitué à la fois par les matières minérales en suspension et les matières solubles (chlorures, phosphates).

d) Les matières décantables (MD)

Elles représentent la fraction des matières en suspension qui sédimentent pendant un temps donné (moins 2 heures) [9].

II.4.2. Paramètres chimiques**II.4.2.1. La demande biologique en oxygène (DBO₅)**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes pour assurer la dégradation des matières biodégradables en 5 jours, à 20 °C et à l'obscurité. L'unité de mesure de la DBO est le mgO₂/L [10].

II.4.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommée par toutes les matières réductrices. L'élément oxygène est fourni par un oxydant très puissant (dichromate de potassium) en condition acide et à ébullition pendant 2 heures. La quasi-totalité des matières sont oxydées [10].

II.4.2.3. Le potentiel Hydrogène (pH)

Le pH mesure la concentration des ions H⁺ dans l'eau. Il caractérise un grand nombre d'équilibre physicochimiques. La valeur du pH influe la croissance des micro-organismes présents dans l'eau. La plupart des bactéries par exemple peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum étant situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs inférieures à 5 ou supérieures à 9 affectent la survie des micro-organismes aquatiques selon l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) [7].

II.4.2.4. Le carbone organique total (COT)

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents [7].

II.4.2.5. Les sels nutritifs

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines (phosphore et azote), sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. La connaissance des quantités des nutriments contenus dans l'eau usée

est donc indispensable pour le contrôle de la qualité des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur [7].

✓ Le phosphore

Dans les eaux usées, l'élément phosphore se trouve majoritairement sous la forme d'anions phosphates. On peut répertorier les ortho-phosphates (PO_4^{3-}), les phosphates hydrolysables et les phosphates organiques à l'état dissous ou particulaire. La somme des trois formes du phosphore est appelée le phosphore total [10]. L'apport journalier de phosphore est d'environ 04 g par habitant par jour. La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable [7].

✓ L'azote

Cet élément se trouve dans les eaux usées sous différentes formes. Ces formes divisées en deux grandes familles : l'azote réduit et l'azote oxydé.

- **L'azote réduit** : Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH_4^+).
- **L'azote oxydé**: se retrouve de façon marginale dans les eaux usées ; il s'agit des nitrates (NO_3^-) et des nitrites (NO_2^-), produits de la transformation chimique (oxydation) de l'azote réduit.

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme Ammoniacal [8].

✓ L'azote total Kjeldahl (NTK)

L'azote total Kjeldahl est la somme de deux formes d'azotes organique et ammoniacales dans une eau usée, leur unité est $\text{mg}_{(\text{N})}/\text{L}$. Dans NTK, il y a une forte quantité de sels ammoniacaux (NH_4^+) [8].

II.4.2.6. La biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les microorganismes qui interviennent dans les processus d'épuration biologique des eaux. Elle est exprimée par un coefficient **K**, avec **K = DCO/DBO₅**.

- **K < 1.5** : les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradables.
- **1.5 < K < 2.5** : les matières oxydables sont biodégradables (*Traitement biologique*).
- **2.5 < K < 3** : les matières oxydables sont peu biodégradables (*Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique*).
- **K > 3** : les matières oxydables sont non biodégradables (*Traitement biologique impossible*).

Un coefficient K très élevé se traduit par la présence des éléments inhibiteurs dans l'eau et de la croissance bactérienne, tels que : les sels métalliques, les détergents, les phénols, les hydrocarbures, etc. La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter. Si l'effluent est biodégradable, on applique un traitement biologique, sinon, on applique un traitement physico-chimique [11].

II.4.3. Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes (bactéries, virus, protozoaires, les helminthes et champignons) dont certains sont pathogènes. La présence de coliformes et de streptocoques témoigne d'une contamination fécale de ces eaux, et qu'il est impératif de les épurer pour préserver le milieu naturel [11].

✓ Les bactéries

Ces sont des micro-organismes qui peuvent dégrader et assimiler une grande partie de la matière organique contenue dans les eaux usées. La concentration en bactérie pathogènes est de l'ordre $10^4/L$. Les plus fréquemment rencontrées, les salmonelles qui sont responsables de la typhoïde et des troubles intestinales [1].

✓ Les virus

Les virus sont des agents pathogènes extrêmement petits, leur concentration dans les eaux usées est comprise entre 10^3 et 10^4 particule/L. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles [1].

✓ Les protozoaires

La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire, qu'ils se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée *kyste*. Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitements des eaux usées [1].

✓ Les helminthes

Ce sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites fréquemment rencontrés dans les eaux usées urbaines. Le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et 10^3 d'œufs/L. Parmi ces œufs on trouve notamment les ascaris et les tœnias [1].

II.5. Impact sur le milieu récepteur

Les rejets des eaux usées dans le milieu naturel perturbe son équilibre et peut même provoquer des effets néfastes, tels que :

- La dégradation du milieu naturel.

- La pollution des mers, des lacs et des cours d'eau.
- Le risque de contamination des eaux souterraines [1].

II.6. Caractéristiques de l'eau brute de la zone d'étude

Les eaux usées à traiter sont constituées essentiellement par des effluents d'origine domestiques, ou par des effluents provenant de commerces ou de services qui présentent des caractéristiques et une aptitude à l'épuration voisine de celles des effluents domestiques.

Selon les résultats d'analyse enregistrés par l'Office National d'Assainissement (ONA) de Béjaia pendant plusieurs campagnes de prélèvement des eaux usées de la Commune de Oued Ghir, les caractéristiques de l'eau brute à l'entrée de la STEP sont les suivantes [12].

Tableau II.2: Caractéristiques de l'eau brute

Paramètre	Unité	Valeur
DBO ₅ à l'entrée	(mg/L)	354
DCO à l'entrée	(mg/L)	852
MES à l'entrée	(mg/L)	442.5
Azote N-NTK à l'entrée	(mg/L)	90.5
Rapport (DCO/DBO ₅)	/	2.4

Les résultats montrent que le coefficient de biodégradabilité K des eaux usées à épurer est de **2.4** ; ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques bien biodégradables ; d'où la filière biologique est le mode de traitement le plus adapté.

II.7. Performances exigées

La qualité de l'effluent traité par la filière de traitement de la future station doit respecter les caractéristiques suivantes [12].

Paramètre	Unité	Concentration en mg/L	Rendement minimum d'élimination en %
DBO₅	mg/L	≤ 30	≥ 90
DCO	mg/L	≤ 90	≥ 80
MES	mg/L	≤ 30	≥ 90
NTK	mg/L	≤ 25	≥ 80

II.8. Conclusion partielle

Les eaux usées ont de différentes compositions, liées aux origines de ces eaux. Ces composants peuvent présenter des polluants dangereux qu'on doit éliminer par de différentes techniques et étapes réalisées dans une station d'épuration.

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est impérative dans un projet de conception d'une STEP, ainsi pour le choix adéquat du procédé d'épuration et par conséquent le respect des normes de rejets.

Selon la valeur du coefficient de biodégradabilité obtenu pour notre zone d'étude ($K = 2.4$), le traitement biologique est le mieux adapté à la future station d'épuration.

Chapitre III

Les techniques d'épuration des eaux usées

Chapitre III: Les techniques d'épuration des eaux usées

III.1. Introduction

La filière de l'épuration des eaux usées recommande différents procédés à divers niveaux technologiques souvent très élaborés. Ceci est illustré comme étant des techniques classiques de traitement, ainsi que de nouvelles méthodes visant la protection de l'environnement et la sauvegarde du milieu naturel.

III.2. Classification des procédés d'épuration

Les techniques de traitement des eaux usées sont diverses. Elles peuvent être classées en quatre catégories.

- le prétraitement
- le traitement primaire
- Le traitement secondaire
- Le traitement tertiaire ou de finition.

III.2.1. Le prétraitement

Les eaux brutes subissent à l'arrivée d'une station d'épuration un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient un gêne pour les traitements ultérieurs. Ces opérations sont le dégrillage, le tamisage, le dessablage, le déshuilage et le dégraissage [13].

Le schéma ci-dessous permet de situer d'une manière succincte les différentes étapes du principe de traitement préliminaire d'une station d'épuration.

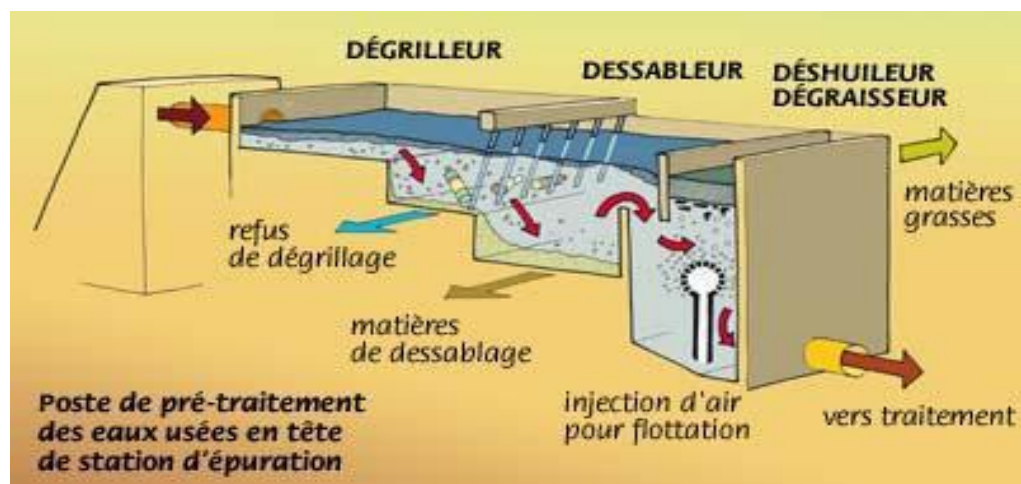


Figure III .1 : Schéma d'un traitement préliminaire d'une station d'épuration

III.2.1.1. Le dégrillage

A) Caractéristiques du dégrillage

Le principe de dégrillage consiste en l'insertion d'une grille à travers les courants d'eau usée à prétraiter. Ses caractéristiques générales sont :

1) Forme et position de la grille

La grille peut être droite ou courbée, les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal [13].

2) Espacement des barreaux

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer. Pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des détritiques à éliminer [8].

- un pré-dégrillage : espacement de 30 à 100 mm
- un dégrillage moyen: espacement de 10 à 30 mm
- un dégrillage fin: espacement de 3 à 10 mm.

3) Vitesse de passage et pertes de charge

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer des pertes de charge importantes, ni entraînement des colmatages en profondeur des barreaux.

- La vitesse moyenne de passage (v) se situe entre 0.6 m/s et 1.40 m/s en débit maximal.
- Les pertes de charge (Δh) varient de 0.05 à 0.15 m en eau de consommation, et de 0.1 à 0.40 m en eau résiduaire [8].

B) Différents types de grilles

1) Grilles manuelles

Elles sont composées de barreaux droits, de section circulaire ou rectangulaire, généralement inclinées sur l'horizontale (60° à 80°), parfois mobiles (sur glissière ou pivotantes pour faciliter le nettoyage du canal d'un by-pass destiné à éviter les débordements en cas d'obstruction. Ces grilles sont généralement réservées aux très petites installations d'épuration. Le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau. Ce nettoyage quotidien nécessitant parfois plusieurs interventions de l'exploitant dans la journée, est une opération indispensable au bon fonctionnement de l'installation. Ces interventions induisent un surcoût d'exploitation.

2) Grilles mécaniques

Elles sont indispensables à partir d'une certaine taille de station d'épuration, voire sur des installations de faible importance afin de réduire les interventions manuelles de nettoyage. Ces grilles

sont à fonctionnement automatique par horloge électrique. Parmi celles-ci, on distingue les grilles à nettoyage par l'amont et celles à nettoyage par l'aval.

a) Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'amont du champ de grille. Parmi les grilles mécaniques à nettoyage par l'amont, on distingue :

1) les grilles courbes : adaptées pour les petites et moyennes stations d'épuration, avec des profondeurs relativement réduites de canal (de 0.50 m à 1.80 m). Le débit à traiter varie de 10 m³/h à 5000 m³/h. Le nettoyage est assuré par des peignes (Fig. III.2).

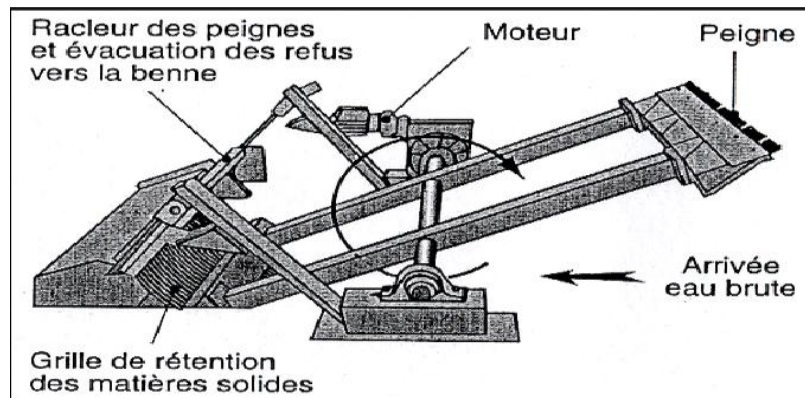


Figure III.2: Grille courbe

2) Les grilles droites : fortement relevées sur l'horizontale, parfois même verticales, permettant de couvrir une gamme de débits de 100 à 40 000 m³/h (prise d'eau de surface). Selon la nature des produits, le nettoyage peut être effectué par un dispositif alternatif ou continu (grappins, râpeaux, racleurs, brosses) et le système par câble ou par chaîne sans fin (Fig. III.3).

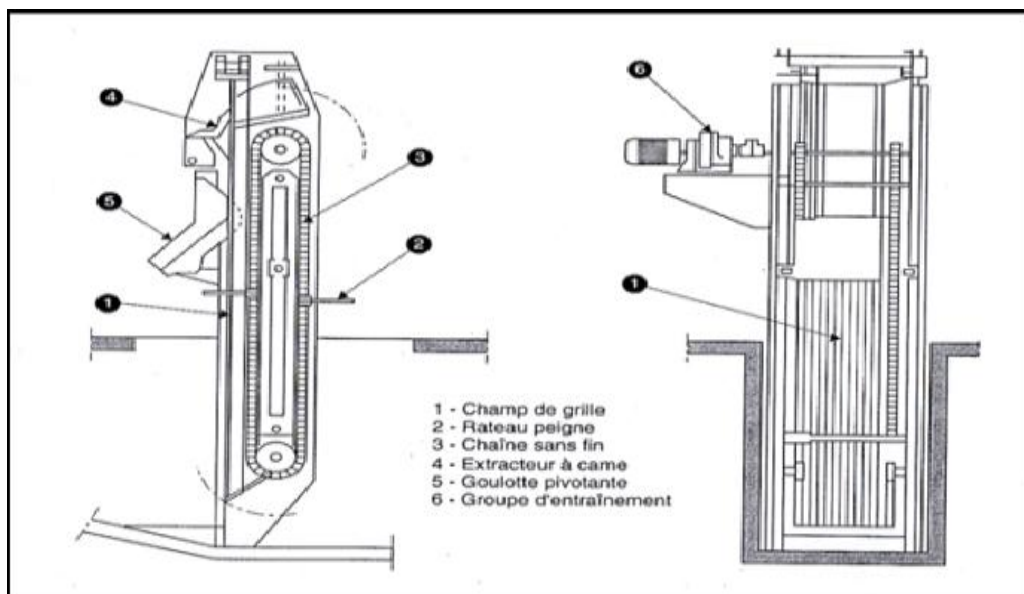


Figure III.3: Dégrilleur vertical

b) Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval

Le mécanisme de nettoyage se trouve placé à l'aval du champ de grille (avec chaîne sans fin), présentant ainsi des risques de rechute d'une fraction des résidus récupérés en aval. Les grilles sont équipées de râtaux-peignes montés sur des chaînes sans fin. Elles peuvent traiter des eaux très chargées, pour une gamme de débits allant de 500 à 30000 m³/h [8].

III.2.1.2. La dilacération

C'est une opération qui concerne essentiellement les eaux résiduaires urbaines, a pour but déchiqueter ou de désintégrer, les matières solides décantables fines qui peuvent continuer à suivre le circuit de l'eau vers les stades de traitement ultérieurs par cette méthode, les nuisances et les sujétions induites par l'évacuation et la décharge des déchets de dégrillage sont supprimées [8].

III.2.1.3. Le tamisage

En épuration, le tamisage est une opération préconisée sur les effluents industriels chargés en matières en suspension (abattoirs, conserveries, etc.) avant leur traitement ou leur rejet dans le réseau.

Trois principales fonctions du tamisage peuvent être mentionnées :

- la récupération de déchets utilisables
- la protection de canalisations ou de pompes (évitant l'obstruction)
- la limitation des risques de dépôts et de fermentations [8].

III.2.1.4. Le dessablage

Il est important d'éliminer les sables présents dans l'effluent :

- pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées.
- pour protéger les organes mécaniques en mouvement rapide (pompes de relèvement, axes de chaînes, rotors de centrifugeuses à boues).

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2 mm environ [9].

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de la viscosité du liquide, la densité relative de la particule, et du diamètre de la particule. On distingue plusieurs types de dessableurs suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide.

a) Dessableur canaux gravitaire

L'eau est ralentie de façon à faciliter la sédimentation des sables. Une particule arrivant en surface sera captée si elle atteint le fond du dessableur avant de pénétrer dans la zone de sortie.

On trouve :

1) Dessableur couloire simple

Ce sont des canaux, à section généralement rectangulaire, avec ou sans goulotte de recueil des sables, dans lesquels on ralentit la vitesse de l'eau à moins de 0.3 m/s, de façon à éviter le réentraînement par le courant des particules déposées.

2) Dessableur couloire à vitesse constante

L'irrégularité des apports provoque une variation de la vitesse de l'eau, d'où à certaines heures, des dépôts excessifs de boues organique, à d'autres l'entraînement de sable.

Il est possible de régulariser le débit soit en mettant en service automatiquement, selon le débit d'entrée, une série de dessableur simple en parallèle, soit plus simplement, en installant à l'aval du dessableur un déversoir proportionnel.

3) Dessableur à insufflation d'air

L'injection d'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques, et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation de l'eau ; ce mouvement permet d'accélérer la sédimentation vers une fosse d'extraction.

Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 5 minutes, et une injection d'air de 1 à 1.5 m³ /m³ d'eau.

b) Dessableur à effet hydrodynamique

On utilise la vitesse de l'eau pour provoquer soit un rouleau localisé, soit une giration d'ensemble de la masse liquide, les grains de sable sont ainsi dirigés vers la paroi.

Parmi ceux- ci on peut citer :

1) Dessableur avec piège à sable

Des dessableurs à couloires, inclinées à 25-30° environ sur le sens du courant, légèrement convergent vers l'aval, à profil concave, le sable recueilli est dirigé, du fait de l'inclinaison de la rigole sur l'axe, vers une goulotte latérale, d'où il est évacué par pompage continu ou périodiquement.

2) Dessableur circulaire

Dans ces appareils alimentés tangentiellement, les sables sont projetés vers la paroi et descendent en décrivant une spirale d'axe vertical. Un bon fonctionnement est assuré par une vitesse d'arrivée de 0.7 à 0.8 m/s (< 1 m/s), un temps de séjour de 30 à 45 secondes (> 25 s) et un diamètre de l'ordre de 5 à 15 m environ.

III.2.1.5. Dégraissage-déshuilage

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station-service, abattoirs, industries alimentaires, ...).

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs.
- Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologiques.
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur.
- Bouchage des canalisations et des pompes.
- Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie [9].

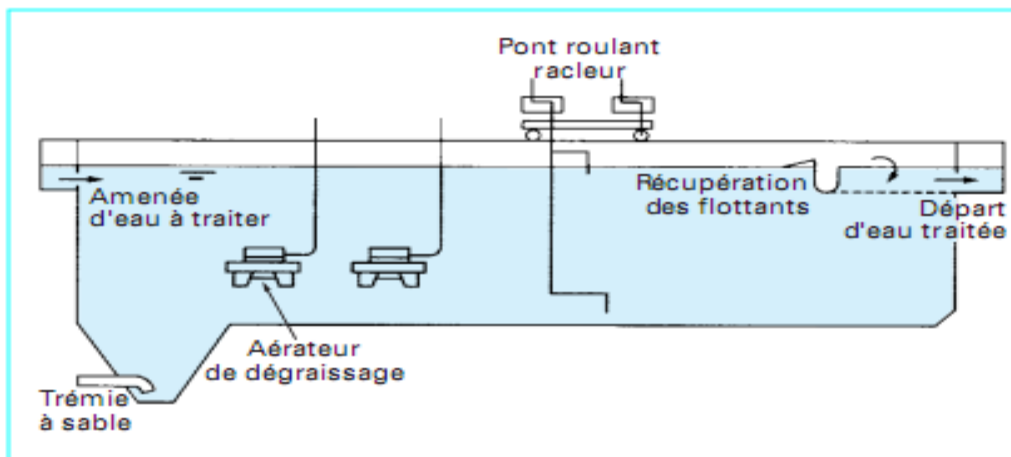


Figure III.4: Ouvrage de dessablage-déshuilage

III.2.2. Traitement primaire

Le traitement primaire est une simple décantation qui permet d'éliminer la majeure partie des matières en suspension qui sont à l'origine de la turbidité des eaux usées.

III.2.2.1. Décantation

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières minérales et organiques sédimentables. Les matières organiques en suspension (matières sédimentables et colloïdes représentent 60 % en moyenne charge en DCO des eaux et 30 à 40 % en DBO₅).

La décantation est un processus essentiel du traitement primaire qui a pour but :

- D'éliminer 30 à 35 % de la DBO₅, 60 % de MES et 90 % des matières décantables (*pour une eau usée domestique*).
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (*lits bactériens, disques biologiques,...*).
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur.
- De retenir une fraction importante de la pollution organique [9].

A) Les principaux types de décanteurs

a) Les décanteurs statiques sans raclage

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 habitants). Le temps de séjour est de l'ordre de 90 minutes à 2 heures au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°) [13].

La Figure (III.4) représente un décanteur cylindro-conique statique sans raclage.

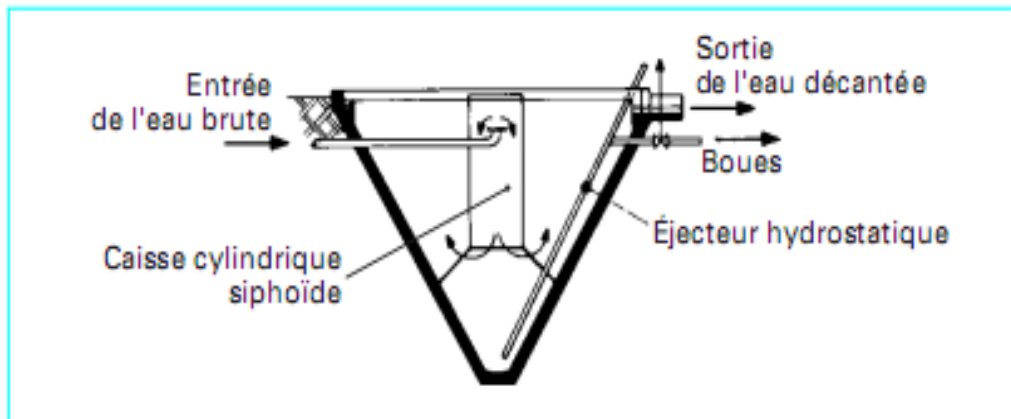


Figure III.5 : Décanteur cylindro-conique statique sans raclage

b) Les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

1) Décanteurs circulaires

Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une serre de raclettes. Il comprend un fût central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire.

Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10° . De plus, un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues [14]. Un décanteur circulaire à raclage mécanique est représenté sur la Figure (III.6).

2) Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Pour ce type de décanteurs, on trouve les décanteurs à pont racleur et les décanteurs à chaînes.

Ceux à ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin [15].

Dans les deux types de décanteurs, le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent (Fig. III.7).

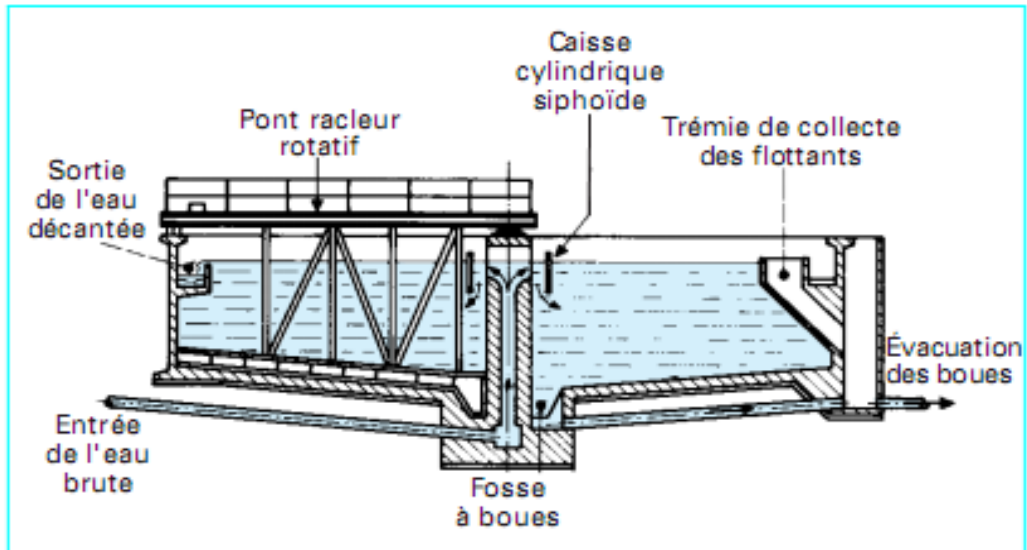


Figure III.6: Décanteur circulaire avec raclage de boues

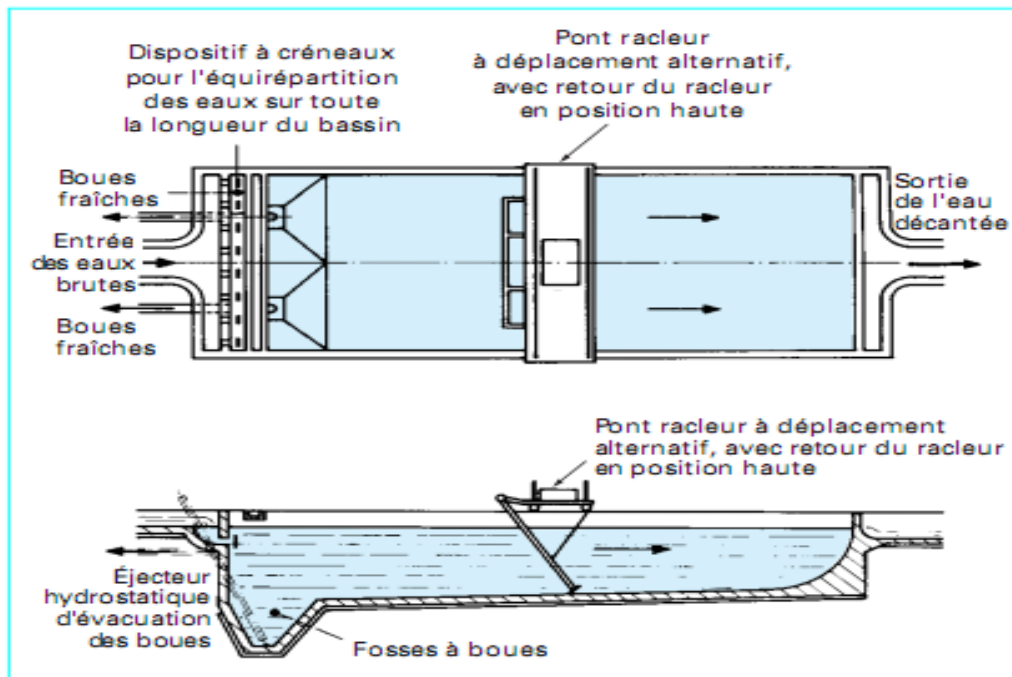


Figure III.7: Décanteur longitudinal avec raclage de boues

III.2.2.2. Coagulation-floculation

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination des matières en suspension et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc, dont la séparation est ensuite effectuée par des systèmes de décantation, flottation et/ou filtration.

- La coagulation est la déstabilisation de particules colloïdales par addition d'un réactif chimique appelé coagulant.
- La floculation est l'agglomération de particules déstabilisées en micro-flocs, et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocons. On peut rajouter un autre réactif appelé floculant

ou adjuvant de floculation pour faciliter la formation de floccs. Les polymères organiques (silice activée) et polymères naturels (starches, algues) sont les premiers à avoir été utilisés. Mais l'utilisation de d'adjuvants de floculation synthétiques permet de minimiser la production de boues. Si l'on combine ces adjuvants de floculation avec des techniques de séparation modernes, on peut produire des boues denses qui seront directement traitées dans des unités de déshydratation [8].

III.2.3. Traitement secondaire (traitement biologique)

Le traitement biologique est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40 à 60 % des solides en suspension et de 20 % à 40 % de la DBO₅ par les procédés physiques du traitement primaire.

Le traitement secondaire est une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates.

Ces traitements permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables, et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses [7].

III.2.3.1. Classification des procédés d'épuration biologique

On distingue deux principaux types de procédés biologiques:

- Les procédés extensifs ou naturels.
- Les procédés intensifs ou artificiels.

A) Les procédés extensifs ou naturels

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible. Elles comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée. On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexe dépendant des conditions climatiques, et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables [7].

A.1. Les cultures fixes sur support fin

Les procédés d'épuration à cultures fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants. Les deux principaux mécanismes sont :

- **Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire).
- **Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal). L'aération est assurée par une convection à partir du déplacement des lames d'eau, ou par une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux [16].

A partir de ces mécanismes et de principe d'aération on distingue :

a) Infiltration - percolation sur sable

L'infiltration-percolation d'eaux usées est un procédé d'épuration par filtration biologique aérobie sur un milieu granulaire fin. L'eau est successivement distribuée sur plusieurs unités d'infiltration. Les charges hydrauliques sont de plusieurs centaines de litres par mètre carré de massif filtrant et par jour. L'eau à traiter est uniformément répartie à la surface du filtre qui n'est pas recouvert. La plage de distribution des eaux est maintenue à l'air libre et visible.

Le principe de fonctionnement de cette culture peut être résumé par les figures suivantes :

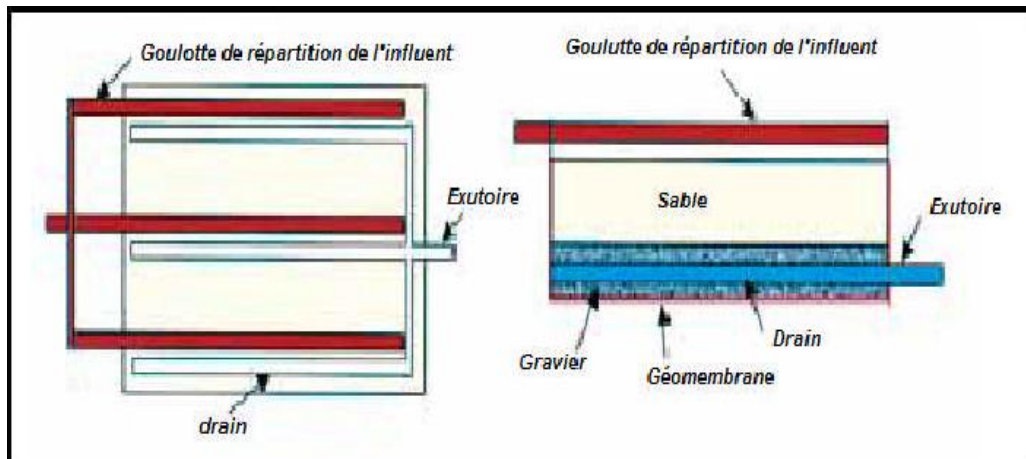


Figure III.8 : Infiltration-percolation étanchée et drainée

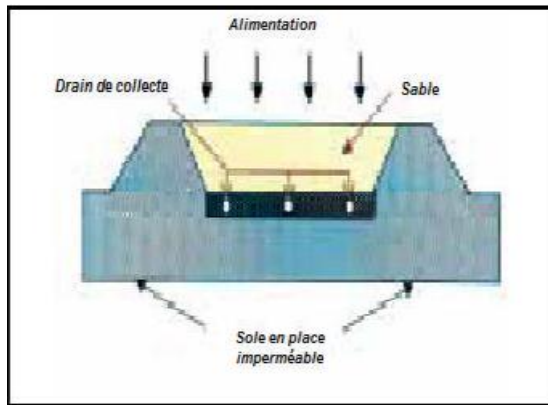


Figure III.9 : Système drainé sur sol en place imperméable

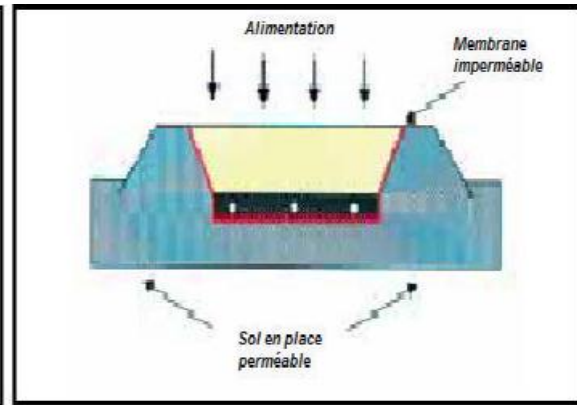


Figure III.10 : Système drainé avec un massif drainant étanché par une membrane imperméable

b) Filtres plantés à écoulement vertical

Les filtres sont des excavations, étanchées du sol, remplies de couches successives de gravier ou de sable de granulométrie variable selon la qualité des eaux usées à traiter. Contrairement à l'infiltration-percolation précédemment évoquée, l'influent brut est réparti directement, sans décantation préalable, à la surface du filtre. L'eau s'écoule en subissant un traitement physique (filtration), chimique (adsorption, complexation ...) et biologique (biomasse fixée sur support fin). Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâchées. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos.

Le principe épuratoire repose sur le développement d'une biomasse aérobie fixée sur un sol reconstitué. La filière se compose d'un dégrillage, d'un premier étage de filtres verticaux et d'un second étage de filtres verticaux [16].

La Figure (III.11) représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.

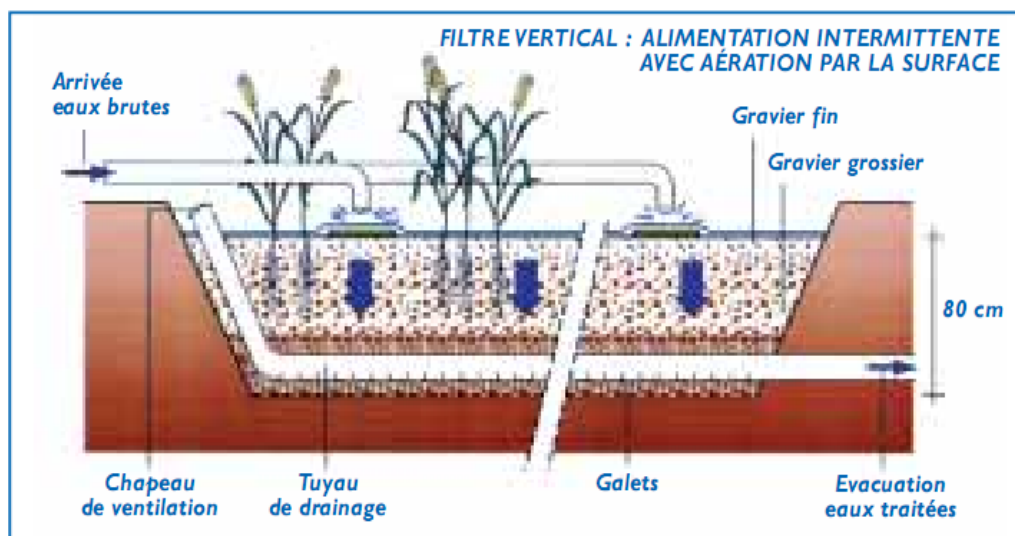


Figure III.11: Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical

c) Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est quasi-totalement saturé en eau. L'effluent est réparti sur toute la largeur et la hauteur du lit par un système répartiteur, situé à une extrémité du bassin, il s'écoule ensuite dans un sens principalement horizontal au travers du substrat. La plupart du temps, l'alimentation s'effectue en continu car la charge organique apportée est faible. L'évacuation se fait par un drain placé à l'extrémité opposée du lit, au fond et enterré dans une tranchée de pierres drainantes. Ce tuyau est relié à un siphon permettant de régler la hauteur de surverse, et donc celle de l'eau dans le lit, de façon à ce qu'il soit saturé pendant la période d'alimentation. Le niveau d'eau doit être maintenu environ à 5 cm sous la surface du matériau. En effet, l'eau ne doit pas circuler au-dessus de la surface pour ne pas court-circuiter la chaîne de traitement, il n'y a donc pas d'eau libre et pas de risque de prolifération d'insectes. La figure suivante représente une coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal [16].

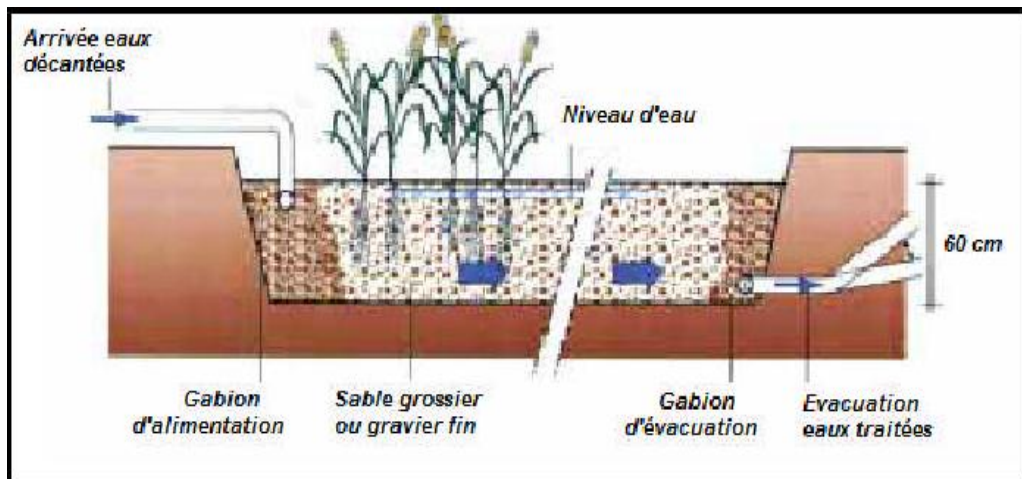


Figure III.12 : Coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal

A.2. Les cultures libres

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne. L'oxygène provient de diverses sources selon les filières. La culture bactérienne est ensuite séparée de l'eau traitée par mécanisme de sédimentation dans un ouvrage (clarificateur, lagune, ...) [16].

a) Le lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3 (Fig. III.13). Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière (Fig. III.14). Ceci permet l'existence

d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. Au fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau [16].

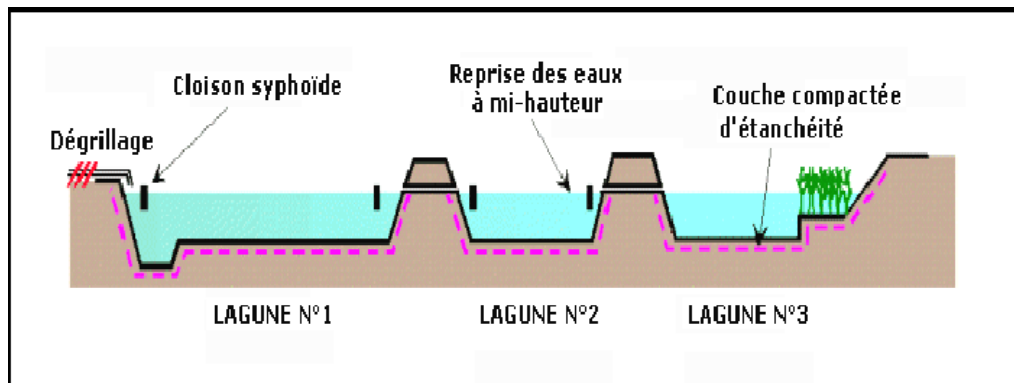


Figure III.13 : Lagunage naturel

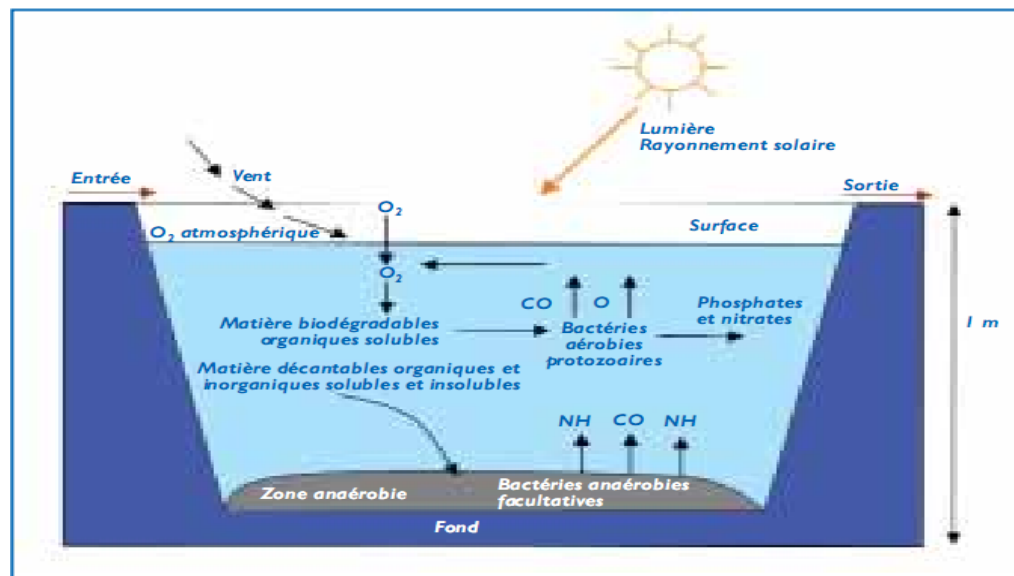


Figure III.14: Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

a.1. Différents types de lagunage naturel

1) Lagunage anaérobie

En lagunage anaérobie, la pollution décantable forme des boues qui sont peu à peu digérées par voie anaérobie (minéralisation de la matière organique et dégagement de CO_2 , CH_4 et H_2S). Il est utilisé en traitement primaire pour éliminer la partie organique décantable des effluents.

De fait des processus de fermentation anaérobie mis en jeu, ce procédé n'est applicable que pour des effluents domestiques et industriels, et n'est efficace qu'à partir d'une température de 15°C et optimal au-delà de 25°C [7].

2) Lagunage facultatif

Cette appellation tient au fait ces lagunes placées en étage primaire ou secondaire font appel à des processus épuratoires aérobies dans le frange liquide, et à des processus anaérobies au voisinage du fond où les boues sédimentent. Ces deux zones coexistent avec des importances relatives suivant l'apport de pollution.

Les charges organiques appliquées sont telles que l'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies. L'apport en oxygène nécessaire est assuré essentiellement par la photosynthèse des algues, en l'occurrence des microphytes, et secondairement par les échanges air/eau à la surface dépendant des vents. On parle également de lagunage à microphytes car on privilège le développement des micro-algues [7].

3) Lagunage de maturation

Ces lagunes sont également des lagunes à microphytes dont le fonctionnement est proche des lagunes facultatives, mais où les conditions sont essentiellement aérobies compte tenu des faibles charges organique appliquées à ce niveau de traitement [7].

4) Lagunage à macrophytes

Cette fois, l'écosystème comprend des macrophytes ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (ex : lentilles d'eau, jacinthes d'eau, laitues d'eau...) ou fixées (roseaux). Utilisée en traitement secondaire ou tertiaire sur des effluents faiblement concentrés. L'efficacité de ces lagunes n'est pas vraiment démontrée. Cette technique nécessite en effet d'exporter régulièrement la biomasse produite, opération relativement lourde.

5) Lagunage aéré

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage naturel. Le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécanique flottants ou fixes ou une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation est lente. La [Figure \(III.15\)](#) représente le schéma de principe d'un lagunage aéré [9].

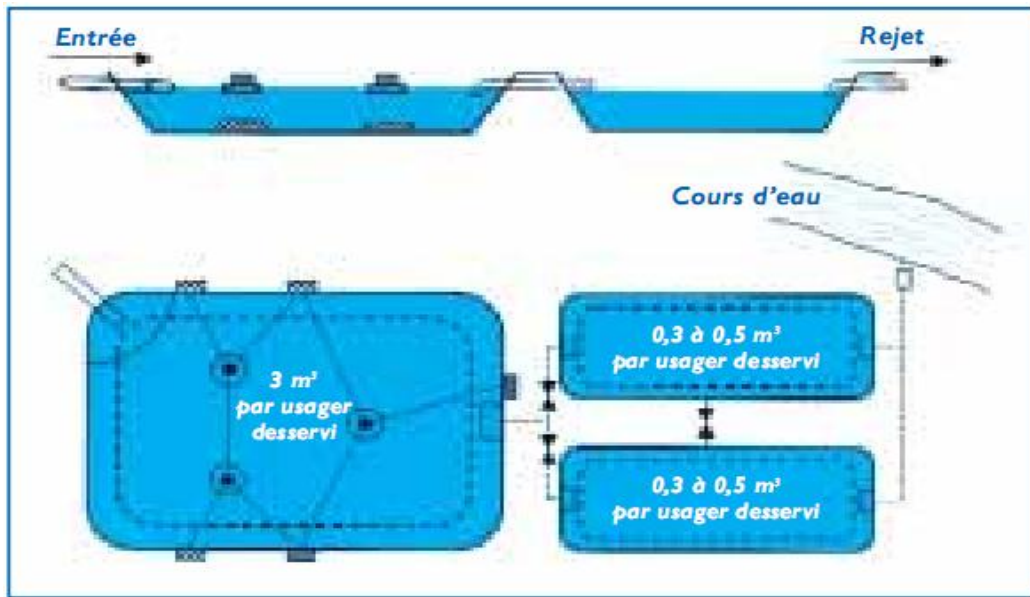


Figure III.15: Schéma de principe d'un lagunage aéré

III.2.3.2. Résumé des différentes filières

Les procédés d'épuration répondant à la terminologie des "filières extensives" sont résumés dans le tableau ci-dessous, qui fait apparaître la nécessité d'un traitement primaire amont et pour d'autres, l'usage exclusif d'un traitement de finition (ou tertiaire) [16].

Tableau III.1 : Les techniques d'épuration extensives

Filière	Traitement primaire	Traitement secondaire	Traitement tertiaire
Infiltration	Décanteur digesteur	Infiltration – percolation sur sable	
Filtres plantés à écoulement vertical	Nécessaire (des filtres plantés à écoulement vertical peuvent être utilisés pour assurer ce traitement primaire)	Filtres plantés à écoulement vertical (1 ^{er} étage)	Filtres plantés à écoulement vertical (2 ^{ème} étage)
Filtres plantés Ecoulement horizontal	Décanteur digesteur	Filtres plantés à écoulement horizontal	
Lagunage naturel	1 ^{er} bassin de lagunage	1 ^{er} bassin de lagunage	3 ^{ème} bassin de lagunage
Lagunage à macrophytes	Déconseillé	Déconseillé	Un ou plusieurs bassins
Lagunage aéré	Lagune aérée + lagunage de décantation		Lagune de finition
Systèmes mixtes	1 ^{er} bassin de lagunage, 2 ^{ème} bassin de lagunage		Infiltration-percolation
	Lagunage aéré + lagunage de décantation		Infiltration percolation
	Filtres plantés à écoulement vertical + filtres plantés à écoulement horizontal		

III.2.3.3. Les avantages et inconvénients

Les avantages et inconvénients des techniques d'épuration à cultures fixes sur support fin sont représentés dans le tableau suivant [12].

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des cultures fixes sur support fin

Procédés	Avantages	Inconvénients
Infiltration - percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> - Excellents résultats sur la DBO₅, la DCO, les MES. - Nitrification poussée. - Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel. - Capacité de décontamination intéressante. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace. - Risque de colmatage à gérer (d'où la nécessité d'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie). - Nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sable ; ce qui peut engendrer des investissements importants s'il n'y en a pas de disponible à proximité. - Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.
Filtres plantés à écoulement vertical	<ul style="list-style-type: none"> - Facilité et faible coût d'exploitation. - Aucune consommation énergétique si la topographie le permet. - Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes. - Gestion réduite au minimum des boues. - Bonne adaptation aux variations saisonnières de population. 	<ul style="list-style-type: none"> - Exploitation régulière - Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques. Une conception pour des tailles supérieures ne peut être envisagée que sous réserve d'une réflexion poussée concernant l'adaptation des bases de dimensionnement et les conditions à remplir pour s'assurer de la maîtrise de l'hydraulique. - Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.
Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité. - Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien. - Bonne réaction aux variations de charge. 	<ul style="list-style-type: none"> - L'emprise au sol est importante. - Une installation pour des tailles d'environ 4000 EH ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique.

Tableau III.3 : Avantages et inconvénients des cultures libres

Procédés	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> - Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable. - L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement. - Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été). - Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver. - S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique. - Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple. - Bonne intégration paysagère. - Absence de nuisance sonore - Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> - Forte emprise au sol. - Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune. - Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues ; ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté. - Qualité du rejet variable selon les saisons.
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> - Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes. - Effluents très concentrés. - Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées). - Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables. - Bonne intégration paysagère. - Boues stabilisées. - Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> - Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres. - Présence de matériels Electromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé. - Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération. - Forte consommation énergétique.

B) Les procédés intensifs ou artificiels

Ce sont les procédés les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites, et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- Les lits bactériens et disques biologiques.
- Les techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée
- Les boues activées [16].

B.1. Disques biologiques

Les microorganismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface d'une batterie de disques de 2 à 3 m de diamètre semi-immergés (40 % généralement) dans l'eau à traiter.

Au cours de la rotation des disques, le biofilm fixé est alternativement mis en contact avec l'oxygène de l'air et de la pollution à dégrader. L'effluent est préalablement décanté afin d'éviter tout colmatage des matériaux supports. Les boues qui se décrochent sont ensuite séparées de l'eau traitée par décantation dans le clarificateur [16,17].

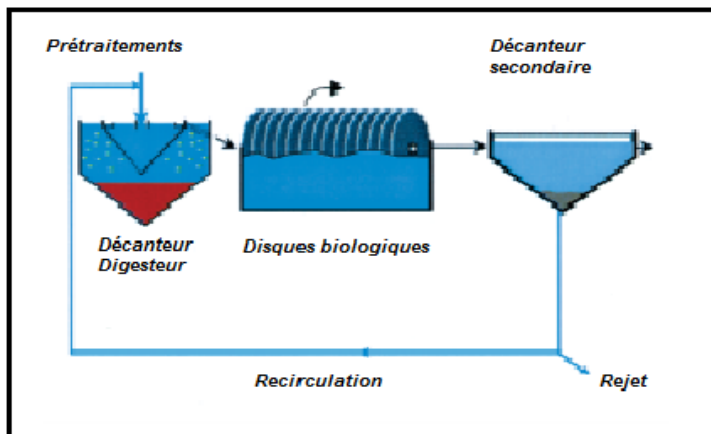


Figure III.16: Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique

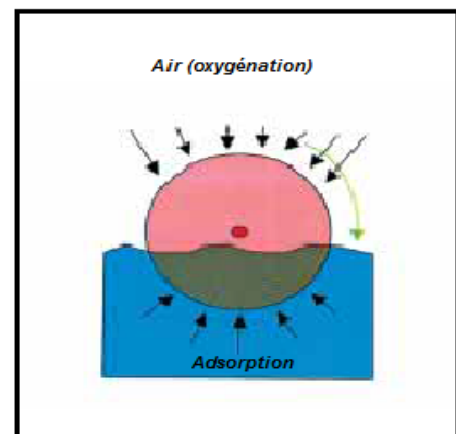


Figure III.17 : Schéma d'un disque biologique

B.2. Lits bactériens

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée dans le décanteur primaire, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel, soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux [16].

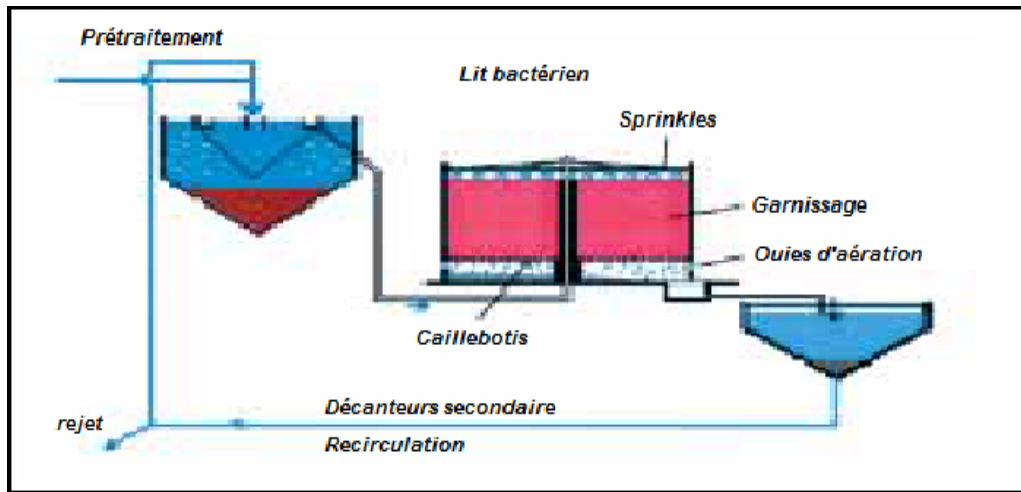


Figure III.18: Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

B.3. Boues activées

Les boues actives sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérées. La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Cette circulation a deux conséquences :

- La concentration des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. Une même quantité d'organismes actifs peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).
- Le temps de séjour des organismes actifs dans le système est plus élevé que le temps de séjour de l'eau. Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues, et le degré d'oxydation des matières organiques solides.

Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines. C'est un mode épuratoire très répandu [8].

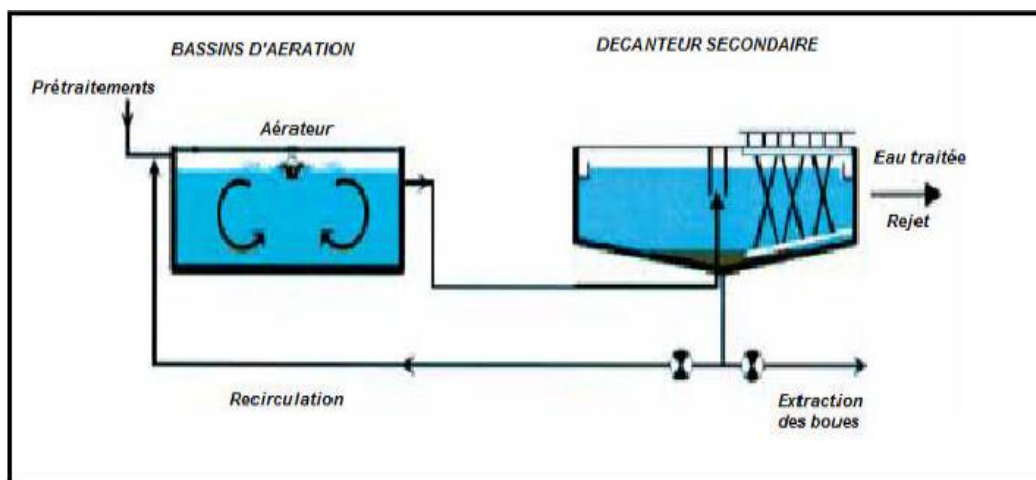


Figure III.19 : Synoptique d'une station à boue activée

Le tableau ci-après nous résume les avantages et les inconvénients de ces procédés.

Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs [16]

Procédés	Avantages	Inconvénients
Disque biologique Lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie. - Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées. - Bonne décantabilité des boues. - Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées. - Généralement adaptés pour les petites collectivités. - Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> - Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. - Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes. - Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée). - Nécessité de prétraitements efficaces. - Sensibilité au colmatage. - Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> - Adapté pour toute taille de collectivité (sauf les très petites). - Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅, N par nitrification et dénitrification). - Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles. - Boues légèrement stabilisées. - Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement assez importants. - Consommation énergétique importante. - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière. - Sensibilité aux surcharges hydrauliques. - Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser. - Forte production de boues qu'il faut concentrer.

III.2.4. Traitements tertiaires ou complémentaires

En général, les techniques d'épuration, même les plus performantes laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables, et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

La principale méthode utilisée est la désinfection. On trouve:

- Désinfection par l'ozone
- Désinfection par rayonnement Ultra-Violet (UV)
- Désinfection utilisant le chlore et ses dérivées.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration, ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement par le prix des réactifs ou des équipements, mais aussi celui d'un personnel qui doit être hautement qualifié [1,13,16].

III.3. Conclusion partielle

L'épuration des eaux usées avec les différents procédés élimine une grande partie de polluants, et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à épurer et leur réutilisation, ainsi que la nature du milieu récepteur. Une fois l'eau usée est épurée, cette dernière est rejetée sans risque de contamination ou de pollution majeure.

D'après l'analyse de l'eau brute de la zone d'étude, le coefficient de biodégradabilité correspond à l'épuration biologique ($K = 2.4$). Ce rapport est un indicateur qui montre bien que les eaux usées rejetées contiennent des composés biodégradables, et vu la contrainte de terrain disponible et le climat de la région, nous optons pour la technique d'épuration par boues activées pour épurer les eaux usées du nouveau pôle urbaine Ighzar Ouzarif et ses environs.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases indispensables pour le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées, telles que:

- le nombre d'équivalent habitant (EH).
- le débit total journalier (m^3/j).
- le débit moyen horaire (m^3/h).
- les débits de pointe en temps sec et en temps de pluie (m^3/h).
- les charges polluantes (DBO₅ et MES) (kg/j).

Une station d'épuration comprend en général :

- un poste de relevage des eaux brutes.
- un prétraitement (Dégrillage, dessablage - déshuilage).
- un traitement biologique (Bassin d'aération, décantation secondaire pour la clarification).
- un traitement tertiaire (Bassin de désinfection).
- un traitement des boues (Épaississement, déshydratation, lit de séchage, ...).

IV.2. Evaluation des débits et des charges polluantes

IV.2.1. Evaluation des débits

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80% de la dotation d'alimentation en eau potable selon l'Office National de l'Assainissement (ONA) de Béjaia, avec une dotation de 200 L/hab/j.

Il s'agit de déterminer [1,16]:

- Le débit total journalier Q_j (m^3/j)
- Le débit moyen horaire $Q_{moy.h}$ (m^3/h)
- Débit de pointe par temps sec Q_{pts} (m^3/h)
- Débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp} (m^3/h).

a) Le débit total journalier (Q_j)

$$Q_j = D \cdot N \cdot C_r \dots\dots\dots (IV.1)$$

D : Dotation en eau potable = 200 L/hab/j.

N : Nombre d'habitants à l'horizon considéré (N = 148986 habitants en 2022).

C_r: Coefficient de rejet = 80 %.

a.1) La population future

$$P_n = P_0 * [1+(T/100)]^n \dots\dots\dots (IV.2)$$

P_n : population future de l'horizon considéré (2032 et 2047) = N

P_0 : population de l'année de référence

n : nombre d'années séparant P_n et P_0

T : taux d'accroissement annuel de la population (1.7%).

Horizon 2032

$P_{2032} = N = 161432$ hab

$$Q_j = D \cdot N \cdot C_r \Rightarrow Q_j = 200 * 161432 * 0.8 = 25829120 \text{ L/j} = \mathbf{25829.12 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Le débit total journalier est de : $Q_j = \mathbf{25829.12 \text{ m}^3/\text{j}}$ pour l'horizon 2032

b) Le débit moyen horaire ($Q_{\text{moy.h}}$)

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_j/24 \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$Q_{\text{moy.h}} = 25829.12/24 = 1076.21 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit moyen horaire est: $Q_{\text{moy.h}} = \mathbf{1076.21 \text{ m}^3/\text{h}} = \mathbf{298.95 \text{ L/s}}$ pour l'horizon 2032.

c) Le débit de pointe par temps sec (Q_{pts})

$$Q_{\text{pts}} = C_p * Q_{\text{moy.h}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy.h}}}} & \text{Si } Q_{\text{moy.h}} \geq 2.8 \text{ L/s} \\ C_p = 3 & \text{Si } Q_{\text{moy.h}} < 2.8 \text{ L/s} \end{cases} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$Q_{\text{moy.h}} = \mathbf{1076.21 \text{ m}^3/\text{h}} = \mathbf{298.95 \text{ L/s}} \Rightarrow Q_{\text{moy.h}} > 2.8 \text{ L/s}$$

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{298.95}} = 1.64 \Rightarrow Q_{\text{pts}} = 1.64 * \mathbf{1076.21} = 1764.98 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe en temps sec est : $Q_{\text{pts}} = \mathbf{1076.21 \text{ m}^3/\text{h}} = \mathbf{0.49 \text{ m}^3/\text{s}}$ pour l'horizon 2032.

d) Le débit de pointe en temps de pluie (Q_{ptp})

$$C_{\text{ptp}} = (2 \text{ à } 3) * Q_{\text{moy.h}} \dots\dots\dots (IV.6)$$

C_{ptp} : Coefficient de pointe par temps de pluie (2 à 3)

$$\text{Soit } C_{\text{ptp}} = 3 \Rightarrow Q_{\text{ptp}} = 3 * 1076.21 = 3228.63 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pointe en temps de pluie est : $Q_{\text{ptp}} = \mathbf{3228.63 \text{ m}^3/\text{h}}$ pour l'horizon 2032.

IV.2.2. Les charges polluantes

La charge de différents polluants est donnée par la relation suivante [1] :

$$\text{La charge en matière polluante} = C * Q_j \text{ (kg/j)} \dots\dots\dots (IV.7)$$

C : La concentration de la matière polluante dans l'eau à épurer en (mg/L).

Q_j : Le débit total journalier entré à la STEP, $Q_j = 25829120 \text{ L/j} = 25829.12 \text{ m}^3/\text{j}$.

a) La charge moyenne journalière en DBO₅ (L₀)

$$L_0 = C_{\text{DBO}_5} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{\text{DBO}_5} = 354 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en DBO₅ à l'horizon 2032 est :

$$L_0 = 354 * 10^{-6} * 25829120 = \mathbf{9143.51 \text{ kg/j}}$$

b) La charge moyenne journalière en DCO (DCO₀)

$$\text{DCO}_0 = C_{\text{DCO}} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{\text{DCO}} = 852 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en DCO à l'horizon 2032 est :

$$\text{DCO}_0 = 852 * 10^{-6} * 25829120 = \mathbf{22006.41 \text{ kg/j}}$$

c) La charge moyenne journalière en MES (MES₀)

$$\text{MES}_0 = C_{\text{MES}} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_{\text{MES}} = 442.5 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en MES à l'horizon 2032 est :

$$\text{MES}_0 = 442.5 * 10^{-6} * 25829120 = \mathbf{11429.38 \text{ kg/j}}$$

d) La charge moyenne journalière en azote (N)

$$N = C_{\text{NTK}} * Q_j \quad \text{Avec} \quad C_N = 90.5 \text{ mg/L}$$

La charge moyenne journalière en Azote Kjeldahl (NTK) à l'horizon 2032 est :

$$\text{NTK}_0 = 90.5 * 10^{-6} * 25829120 = \mathbf{2337.535 \text{ kg/j}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de l'évaluation des débits et des charges polluantes pour les deux horizons.

Tableau IV.1 : Données de base du projet de la STEP

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Equivalent Habitant	EH	176342	184515
<u>Charge hydraulique</u>			
Débit journalier (Q _j)	(m ³ /j)	25829.120	29522.40
Débit moyen horaire (Q _{moy.h})	(m ³ /h)	1076.21	1230.1
Coefficient de pointe par temps sec (C _{pts})	/	1.64	1.64
Débit de pointe par temps sec (Q _{pts})	(m ³ /h)	1764.98	2017.36
Coefficient de pointe par temps de pluie (C _{ptp})	/	3	3
Débit de pointe par temps de pluie (Q _{ptp})	(m ³ /h)	3228.63	3690.3
<u>Charge polluante</u>			
DBO₅ à l'entrée	(kg/j)	9143.51	10450.93
Concentration	(mg/L)	354	354
Dotation	(g/hab/j)	58	58

DCO à l'entrée	(kg/j)	22006.41	25153.08
Concentration	(mg/L)	852	852
Dotation	(g/hab/j)	58	58
MES à l'entrée	(kg/j)	11429.38	13063.66
Concentration	(mg/L)	442.5	442.5
Dotation	(g/hab/j)	135	135
NTK à l'entrée	(kg/j)	2337.54	2671.778
Concentration	(mg/L)	90.5	90.5
Dotation	(g/hab/j)	14	14

IV.2.3. Performances exigées

La qualité de l'effluent traité par la filière de traitement doit respecter les caractéristiques suivantes.

Tableau IV.2 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées

Paramètre	Unité	Concentration en (mg/L)	Rendement minimum d'élimination (%)
DBO₅	mg/L	≤ 30	≥ 90
DCO	mg/L	≤ 90	≥ 80
MES	mg/L	≤ 30	≥ 90
NTK	mg/L	≤ 25	≥ 80

IV.3. Prétraitement

IV.3.1. Dégrillage

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de Kirschmer [1].

a) Largeur de la grille

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

$$L = \frac{S * \sin \alpha}{h_{\max} * (1 - \beta) * \sigma} \dots \dots \dots (IV.8)$$

L : Largeur de la grille (m).

S : Surface de passage de l'effluent (m²).

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60° à 80°).

h_{max}: Hauteur maximum admissible de l'eau sur une grille, h_{max} = (0.15 à 1.5 m).

β: Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots (IV.9)$$

d: Epaisseur des barreaux (cm)

e: Espacement des barreaux (cm).

Tableau IV.3: Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2	1
e (cm)	5	2

σ : Coefficient de colmatage de grille.

- ✓ Pour une grille manuelle, $\sigma = (0.1 \text{ à } 0.3)$.
- ✓ Pour une grille mécanique, $\sigma = (0.4 \text{ à } 0.5)$.

b) Surface de passage de l'effluent

$$S = \frac{Q_{pts}}{v} \dots\dots\dots (IV.10)$$

Où

S : Surface de passage de l'effluent (m^2).

Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s)

v : Vitesse de passage à travers la grille (m/s)

- ✓ Pour un réseau séparatif, $v = (0.3 \text{ à } 1 \text{ m/s})$
- ✓ Pour un réseau unitaire, $v = (1.2 \text{ m/s})$.

En remplaçant l'équation (IV.10) dans (IV.8), on trouve :

$$L = \frac{Q_{pts} * \sin \alpha}{v * h_{max} * (1 - \beta) * \sigma} \dots\dots\dots (IV.11)$$

b.1) Dimensionnement du dégrillage grossier

Horizon 2032

Le dimensionnement du dégrillage grossier est réalisé à l'aide des données suivantes.

Tableau IV.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Paramètre	Q_{pts} (m^3/s)	v (m/s)	α ($^\circ$)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	σ
Valeur	0.49	0.9	70	1	2	5	0.45

d'où

$$L = \frac{0.49 * \sin 70}{0.9 * 1 * \left(1 - \left(\frac{2}{2+5}\right)\right) * 0.45} = 1.58 \text{ m} ; \quad S = \frac{0.49}{0.9} = 0.54 \text{ m}^2$$

Horizon 2047

Dans ce cas, les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier sont les mêmes, sauf le débit de pointe en temps sec $Q_{pts} = 0.56 \text{ m}^3/s$.

$$L = \frac{0.56 * \sin 70}{0.9 * 1 * \left(1 - \left(\frac{2}{2+5}\right)\right) * 0.45} = 1.8 \text{ m} ; \quad S = \frac{0.56}{0.9} = 0.62 \text{ m}^2$$

b.2) Dimensionnement du dégrillage fin**Horizon 2032**

Le calcul d'un dégrillage fin se fait par les données exprimées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.5 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin

Paramètre	Q _{pts} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	σ
Valeur	0.49	0.9	70	1	1	2	0.45

$$L = \frac{0.49 * \sin 70}{0.9 * 1 * \left(1 - \left(\frac{1}{1+2}\right)\right) * 0.45} = 1.7 \text{ m} \quad ; \quad S = \frac{0.49}{0.9} = 0.54 \text{ m}^2$$

Horizon 2047

$$Q_{\text{pts}} = 0.56 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow L = 1.94 \text{ m} \quad ; \quad S = 0.62 \text{ m}^2$$

c) Calcul des pertes de charge

Kirschmer a établi une relation entre la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec l'horizontale [1].

$$\Delta H = F * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2g} * \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec

ΔH : La perte de charge (m)

F : Le coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

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

v : vitesse d'écoulement dans la grille (0.9 m/s)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal (α = 70°).

Les valeurs de **F** dépendent de la forme des barreaux qui sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau IV.6 : Les valeurs du coefficient de forme des barreaux [3]

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

Soit **F = 1.79**.

c.1) Cas d'un dégrilleur grossier

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0.9)^2}{2 * 9.81} * \sin 70 = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

c.2) Cas d'un dégrilleur fin

$$\Delta H = 1.79 * \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0.9)^2}{2*9.81} * \sin 70 = 0.027 \text{ m} = 2.7 \text{ cm}$$

d) Calcul des volumes des déchets retenus au niveau des grilles

Le volume des résidus retenus par les grilles est estimé à (2 ÷ 3) L/hab/an pour une grille grossière, et (5 ÷ 10) L/hab/an pour une grille fine [1].

On calculera pour chaque type de grille un volume minimal (V_{\min}) et un volume maximal (V_{\max}) de retenue. Le volume moyen des refus est :

$$V_{\text{moy}} = (V_{\min} + V_{\max})/2 \dots\dots\dots (IV.13)$$

Horizon 2032

d.1) Pour une grille grossière

$$V_{\min} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot N/365 \quad \text{en (m}^3/\text{j)} \quad \text{et} \quad V_{\max} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot N/365 \quad \text{en (m}^3/\text{j)}$$

$$V_{\min} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 161432/365 = 0.88 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad V_{\max} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 161432/365 = 1.32 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow V_{\text{moy}} = 1.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

d.2) Pour une grille fine

$$V_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot N/365 \quad \text{et} \quad V_{\max} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot N/365$$

$$V_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 161432/365 = 2.21 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad V_{\max} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot 161432/365 = 4.42 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow V_{\text{moy}} = 3.31 \text{ m}^3/\text{j}$$

Horizon 2047

Pour une grille grossière

$$V_{\min} = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 184515/365 = 1.01 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad V_{\max} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot 184515/365 = 1.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow V_{\text{moy}} = 1.26 \text{ m}^3/\text{j}$$

Pour une grille fine

$$V_{\min} = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 184515/365 = 2.52 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad V_{\max} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot 184515/365 = 5.05 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow V_{\text{moy}} = 3.78 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des dégrilleurs.

Tableau IV.7: Les résultats de calcul des dégrilleurs

Paramètre	Unité	Horizon 2032		Horizon 2047	
		Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /s	0.49		0.56	
La hauteur d'eau (h_{max})	m	1	1	1	1
Epaisseur des barreaux (d)	cm	2	1	2	1
Espacement des barreaux (e)	cm	5	2	5	2

Largeur de la grille (L)	m	1.58	1.7	1.80	1.49
Surface (S)	m ²	0.54	0.54	0.62	0.62
Pertes de charge (ΔH)	m	2	2.7	2	2.7
Volume maximal des déchets (V _{max})	m ³ /j	1.32	4.42	1.51	5.05
Volume minimal des déchets (V _{min})	m ³ /j	0.88	2.21	1.01	2.52
Volume moyen des refus (V _{moy})	m ³ /j	1.1	3.31	1.26	3.78

IV.3.2. Dessablage-déshuilage

Le dessablage permet d'éliminer les solides des dimensions supérieur à 200 μm (sable, gravier) par décantation. Le déshuilage (dégraissage) permet d'éliminer les huiles et graisses par flottation en injectant de l'air de bas en haut de l'ouvrage.

On opte pour un bassin dessableur-déshuileur de type longitudinal à deux sections aérées pour séparer de l'eau le sable, les graviers, les huiles et les graisses [1].

a) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante [1] :

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \quad \text{ou} \quad v_e < v_s \dots\dots\dots (IV.14)$$

L : Longueur du bassin (m).

H : Profondeur du bassin (H = 1 à 3 m).

v_e : Vitesse horizontale ou vitesse d'écoulement (v_e = 0.2 à 0.5 m/s).

v_s : Vitesse de sédimentation ou de décantation (v_s = 10 à 15 m/h pour le débit de pointe en temps sec et v_s = 40 à 70 m/h pour le débit de pointe en temps de pluie).

L/H : varie de 10 à 15.

t_s : Temps de séjour qui varie de 3 à 10 minute au débit de pointe.

Horizon 2032

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.8 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètre	Q _{pts} (m ³ /s)	H (m)	V _e (m/s)	V _s (m/s)	L/H	t _s (min)
Valeur	0.49	2	0.4	0.004	12	10

➤ **Le volume du bassin (V)**

$$V = Q_{pts} * t_s \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$V = 0.49 * 10 * 60 = \mathbf{294 \text{ m}^3}$$

➤ La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (IV.16)$$

$$S_h = \frac{294}{2} = 147 \text{ m}^2$$

➤ La longueur (L)

$$\frac{L}{H} = 12 ; L = 12 * H = 12 * 2 = 24 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 24 \text{ m}$$

➤ La largeur (ℓ)

$$S_h = L * \ell \quad \Rightarrow \quad \ell = \frac{S_h}{L} = \frac{147}{24} = 6.12 \text{ m}$$

➤ Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air /m³ d'eau [2].

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{pts}} * V \dots \dots \dots (IV.17)$$

V : Volume d'air à injecter (m³), on prend V= 1.5 m³

Q_{pts} : débit de pointe en temps sec (m³/s)

$$\Rightarrow \quad q_{\text{air}} = 0.49 * 1.5 = 0.735 \text{ m}^3/\text{s} = 2646 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

➤ Vérification de la condition de dimensionnement

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \quad \Rightarrow \quad \frac{24}{2} < \frac{0.4}{0.004}$$

12 < 100 \Rightarrow La condition de dimensionnement est vérifiée.

Horizon 2047

Les paramètres proposés sont les mêmes pour le dimensionnement de l'ouvrage à l'horizon 2032, sauf le débit de pointe en temps sec $Q_{\text{pts}} = 0.56 \text{ m}^3/\text{s}$.

➤ Le volume du bassin (V)

$$V = 0.56 * 10 * 60 = 336 \text{ m}^3$$

➤ La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{336}{2} = 168 \text{ m}^2$$

➤ La longueur (L)

$$L = 12 * H = 12 * 2 = 24 \text{ m}$$

➤ La largeur (ℓ)

$$\ell = \frac{S_h}{L} = \frac{168}{24} = 7 \text{ m}$$

➤ Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

$$q_{\text{air}} = 0.56 * 1.5 = 0.84 \text{ m}^3/\text{s} = 3024 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

➤ **Vérification de la condition de dimensionnement**

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \Rightarrow \frac{24}{2} < \frac{0.4}{0.004} ; \quad 12 < 100 \Rightarrow \text{La condition de dimensionnement est vérifiée.}$$

b) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS) [3].

Partant de ces hypothèses, on trouve :

Horizon 2032

$$\text{MES} = 80\% \text{ MVS} + 20\% \text{ MM}$$

Les matières minérales totales $\Rightarrow \text{MM} = 0.20 * 11429.38 = \mathbf{2285.88 \text{ kg/j}}$

Les matières volatiles en suspension $\Rightarrow \text{MVS} = 0.80 * 11429.38 = \mathbf{9143.5 \text{ kg/j}}$

Les matières minérales éliminées par le dessableur $\Rightarrow \text{MM}_e = 0.80 * 2285.88 = \mathbf{1828.7 \text{ kg/j}}$

Les matières minérales à la sortie de dessableur $\Rightarrow \text{MM}_s = 2285.88 - 1828.7 = \mathbf{457.18 \text{ kg/j}}$

MES sortant du dessableur $\Rightarrow \text{MES}_s = 9143.5 + 457.18 = \mathbf{9600.68 \text{ kg/j}}$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau IV.9 : Dimensionnement du dessableur-déshuileur

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Surface horizontale (S_h)	m ²	147	168
Volume (V)	m ³	294	336
Hauteur (H)	m	2	2
Longueur (L)	m	24	24
Largeur (ℓ)	m	6	7
Temps de séjour par temps sec (t_s)	min	10	10
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m ³ d'air/h	2646	3024
Les matières minérales totales (MM)	kg/j	2285.88	2612.73
Les matières volatiles en suspension (MVS)	kg/j	9143.5	10450.93
Les matières minérales éliminées par le dessableur (MM_e)	kg/j	1828.7	2090.18
Les matières minérales à la sortie de dessableur (MM_s)	kg/j	457.18	522.55
Les matières en suspension à la sortie de dessableur (MES_s)	kg/j	9600.68	10973.48

IV.4. Traitement secondaire

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à faible charge ; il est classé selon leur charge volumique (C_v) et leur charge massique (C_m). Après le calcul du rendement

d'élimination, on peut justifier le choix du procédé et déterminer les valeurs des charges à partir le tableau suivant [4].

➤ **Rendement d'élimination**

$$R = \frac{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée} - \text{Concentration de DBO}_5 \text{ sortie}}{\text{Concentration de DBO}_5 \text{ entrée}} * 100 \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$R = \frac{354 - 30}{354} * 100 = 91.52 \%$$

Tableau IV.10 : Classement des réacteurs biologiques selon leurs rendements et leurs charges

Type	Charge volumique (kg DBO ₅ /j/m ³)	Charge massique (kg DBO ₅ /kg MVS/j)	Rendement (%)
Faible charge	0.3 – 0.8	0.1 – 0.2	> 90 %
Moyenne charge	0.8 – 1.8	0.2 – 0.5	90 %
Forte charge	1.8	0.5 - 1	80 % - 90 %

Pour notre cas, le rendement d'élimination (R > 90%), donc on est en face d'un traitement à boues activées à faible charge.

- Une charge massique : $0.1 < C_m < 0.2$ (kg DBO₅/kg MVS/j)

On prend une charge massique : $C_m = 0.2$ Kg DBO₅/Kg MVS/j

- Une charge volumique : $0.3 < C_v < 0.8$ (kg DBO₅/j/m³)

On prend une charge volumique : $C_v = 0.6$ kg DBO₅/j/m³.

IV.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est un réacteur biologique dans lequel s'effectue l'élimination de la matière organique par les microorganismes aérobies. Il constitue un élément fondamental de la filière boues activées. Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire où arrivent les eaux usées prétraitées [1].

Horizon 2032

a) Dimensions du bassin d'aération

➤ **Le volume total du bassin (V)**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \Rightarrow V = L_0 / C_v \dots\dots\dots (IV.19)$$

C_v : La charge volumique en (kg DBO₅/ j/m³).

L_0 : La charge en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération en (kg DBO₅/j).

$$\Rightarrow V = 9143.51 / 0.6 = \mathbf{15239.18 \text{ m}^3}$$

Le volume utile par un bassin : $V_u = V/2 \Rightarrow V_u = 15239.18/2 = \mathbf{7619.59 \text{ m}^3}$

➤ **La hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m. Soit **H = 4 m**

➤ Surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} \Rightarrow S_h = \frac{15239.18}{4} = 3809.79 \text{ m}^2$$

La surface utile par un bassin : $S_{hu} = S_h/2 \Rightarrow S_{hu} = 3809.79/2 = 1904.89 \text{ m}^2$

➤ Longueur (L) et Largeur (l) du bassin

Si on prend : $L = 2l$

$$S_{hu} = L * l = 2 * l^2 \Rightarrow l = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{1904.89}{2}} = 30.88 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = 2 * 30.88 = 61.77 \text{ m}$$

➤ Le temps de séjour

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{7619.59}{1764.98} = 4.32 \text{ h} = 4 \text{ h } 19 \text{ min}$$

b) Les charges polluantes

➤ La charge en DBO₅ à la sortie du bassin

Selon les normes, la concentration (S_s) à la sortie sera égale à 30 mg/L de DBO₅.

$$L_s = S_s * Q_j \Rightarrow L_s = (30 * 10^{-6} * 10^3) * 25829.12 = 774.87 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ La charge polluante en DBO₅ éliminée

$$L_e = L_0 - L_s \Rightarrow L_e = 9143.51 - 774.87 = 8368.64 \text{ kg/j}$$

➤ La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \Rightarrow X_a = 9143.51 / 0.2 = 45717.55 \text{ kg}$$

➤ Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \Rightarrow [X_a] = 45717.55 / 15239.18 = 3 \text{ kg/m}^3$$

Tableau IV.11: Résultats de calcul de l'aérateur

Paramètre	Unite	Horizon	
		2032	2047
Débit journalier (Q_j)	m ³ /j	25829.12	29522.4
Le débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /h	1764.98	2017.36
Le volume utile par bassin (V_u)	m ³	7619.59	17418.22
La surface utile par bassin (S_u)	m ²	1904.895	2177.275
Hauteur (H)	m	4	4
Longueur L)	m	61.77	65.98
Largeur (l)	m	30.86	32.99
Temps de séjour (t_s)	h	4.32	8.6
La charge en DBO ₅ éliminée dans le bassin (L_e)	kg/j	8368.64	9565.26

La masse de boues dans le bassin (X_a)	kg	45717.55	52254.65
Concentration de boues dans le bassin ($[X_a]$)	kg/m ³	3	1.50
La charge en DBO ₅ à la sortie du bassin (L_s)	kg DBO ₅ /j	774.87	885.67
Nombre	-	2	2

c) Les besoins en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène pour vivre et reproduction d'une part, et pour dégrader la pollution d'une autre part. Cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

Horizon 2032

c.1) Besoins théorique en oxygène

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et celle nécessaire à la respiration endogène. Elle est donnée par la relation [1] :

$$q_{O_2} = a' * L_e + b' * X_a \dots\dots\dots (IV.20)$$

q_{O_2} : Besoin en oxygène en (kgO₂/j).

a' : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, Il dépend de la charge massique (C_m). $a' = 0.5 * (C_m)^{-0.12}$

L_e : La charge en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération en (kg DBO₅/ j)

b' : Coefficient cinétique de la respiration endogène. $b' = 0.13 * (C_m)^{0.16}$

X_a : Quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (kg).

$$- a' = 0.5 * (C_m)^{-0.12} \Rightarrow a' = 0.5 * (0.2)^{-0.12} = 0.61$$

$$- b' = 0.13 * (C_m)^{0.16} \Rightarrow b' = 0.13 * (0.2)^{0.16} = 0.10$$

$$\Rightarrow q_{O_2} = (0.61 * 8368.64) + (0.10 * 45717.55) = 9676.62 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

c.2) La quantité horaire d'oxygène nécessaire

$$q_{O_{2h}} = \frac{q_{O_2}}{24} \Rightarrow q_{O_{2h}} = 9676.62/24 = 403.19 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

c.3) La quantité d'oxygène nécessaire pour m³ du bassin

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \Rightarrow q_b = 9676.62/15239.18 = 0.63 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

c) Détermination des caractéristiques de l'aérateur

d.1) Capacité totale d'oxygène transférée

On peut calculer la capacité totale d'après la formule d'Harmonik :

$$N_0 = (1.98 * 10^{-3} * P_a) + 1 \dots\dots\dots (IV.21)$$

N_0 : Capacité totale d'oxygène transférée en (kg O₂/kWh).

P_a : Puissance par m² du bassin avec $P_a = 30$ à 40 w/m^2 , on prend $P_a = 35 \text{ W/m}^2$.

Donc : $N_0 = (1.98 * 10^{-3} * 35) + 1 = 1,07 \text{ kgO}_2/\text{kWh}$

d.2) Quantité d'oxygène par unité de puissance

$$N = N_0 * \left[\frac{\beta * (C_s - C_L)}{C_s} \right] * \alpha * E^{(T-20^\circ)} \dots\dots\dots (IV.22)$$

N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kgO₂/kwh).

C_L : Concentration en O₂ dissous dans l'eau à T = 25°, $C_L = 1.5$ à 2 mg/L. Soit $C_L = 1.8 \text{ mg/L}$

C_s : Concentration de saturation en O₂ à la surface du bassin, pour un aérateur de surface

$C_s = 9.2 \text{ mg/L}$.

β : Coefficient qui traduit l'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène, $\beta = 0.8$ à 0.95. On prend $\beta = 0.9$

α : Facteur de correction qui relie le transfert d'O₂ à la surface de l'eau usée, $\alpha = 0.8$

E : Coefficient de température, ($E = 1.02$).

d'où,

$$N = 1.07 * \left[\frac{0.9 * (9.2 - 1.8)}{9.2} \right] * 0.8 * 1.02^{(25-20)} = 0.68 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$$

d.3) Puissance d'agitation

$$E_b = S_h * P_a \dots\dots\dots (IV.23)$$

E_b : Puissance d'agitation en (w).

S_h : Surface horizontale du bassin en (m²).

P_a : Puissance par m² du bassin avec $P_a = 30$ à 40 w/m². Soit $P_a = 35 \text{ W/m}^2$

$$\Rightarrow E_b = 3809.79 * 35 = 133342.65 \text{ W} = 133.34 \text{ kW}$$

d.4) Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = \frac{q_{O_2h}}{N} \dots\dots\dots (IV.24)$$

E_a : Puissance nécessaire à l'aérateur en (kW).

q_{O_2h} : Quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg O₂/h).

N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kg O₂/kWh).

$$\Rightarrow E_a = \frac{403.19}{0.68} = 592.93 \text{ kW}$$

d.5) Nombre d'aérateur

$$n = \frac{E_a}{E_b} \Rightarrow n = 592.93 / 133.34 = 4.44 \Rightarrow n \approx 4 \text{ aérateurs}$$

Tableau IV.12 : Résultats de calcul des besoins en oxygène

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Besoin en oxygène (q_{O_2})	kgO ₂ /j	9676.62	11060.27
La quantité horaire d'oxygène nécessaire ($q_{O_2 h}$)	kgO ₂ /h	403.19	460.84
La quantité d'oxygène nécessaire pour m ³ du bassin (q_b)	kg/m ³ /j	0.63	0.31
Puissance par m ² du bassin (P_a)	W/m ²	35	35
Capacité totale d'oxygène transférée (N_0)	kgO ₂ /kWh	1.07	1.07
Quantité d'oxygène par unité de puissance (N)	kgO ₂ /kWh	0.68	0.68
Puissance d'agitation (E_b)	kW	133.34	152.41
Puissance nécessaire à l'aérateur (E_a)	kW	592.93	677.7
Nombre d'aérateur (n)	-	4	4

IV.4.2. Bilan des boues [1]

Horizon 2037

a) Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder.

$$\Delta x = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \cdot L_e - b \cdot X_a - X_{\text{eff}} \dots \dots \dots \text{(IV.25)}$$

X_{\min} : Boues minérales (20% de MES_s) en (kg/j)

X_{dur} : Boues difficilement biodégradable (20 % de MVS) en (kg/j)

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (augmentation de la biomasse par l'élimination de DBO₅), $a_m = 0.55$

L_e : Quantité de DBO₅ éliminée en (kg/j)

b : Fraction de la masse cellulaire éliminer par jour en respiration endogène, $b = \frac{b'}{1.44}$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène ; $b' = 0.09 \Rightarrow b = 0.0625$

X_a : Masse totale journalière de MVS dans le bassin (kg)

X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, égale à 30 mg/L)

MES_s = 9600.68 kg/j (la sortie de dessableur- déshuileur)

$$X_{\min} = 20\% \text{ MES}_s \Rightarrow X_{\min} = 0.2 * 9600.68 = 1920.14 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 20\% \text{ MVS} = 20\% [80\% \text{ MES}_s] \Rightarrow X_{\text{dur}} = 0.2 * [0.8 * 9600.68] = 1536.11 \text{ kg/j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0.55 * 8368.64 = 4602.75 \text{ kg/j} \Rightarrow a_m L_e = 4602.75 \text{ kg/j}$$

$$b \cdot X_a = 0.0625 * 457517.55 = 2857.35 \text{ kg/j} \Rightarrow b X_a = 2857.35 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 * Q_j = (30 * 10^{-6} * 10^3) * 25829.12 = 774.87 \Rightarrow X_{\text{eff}} = 774.87 \text{ kg/j}$$

$$\Rightarrow \Delta x = 1920.14 + 1536.11 - 2857.35 - 774.87 = 4426.78 \text{ kg/j}$$

b) Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV.26)$$

X_m : Concentration des boues en excès en (kg/m³).

I_m : Indice de Mohlman. C'est le volume en (ml) occupée par un gramme de boue après 30 minutes de décantation.

- Si $80 < I_m < 150$: les boues sont bien décantables.
- Si $I_m > 150$: risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires.
- Si $I_m < 80$: boues sont très minéralisées et peu actives.

Tableau IV.13 : Les valeurs de I_m en fonction de C_m

C_m	0.035	0.065	0.09	0.15	0.30	0.60	0.90
I_m	150	150	150	170	200	250	300

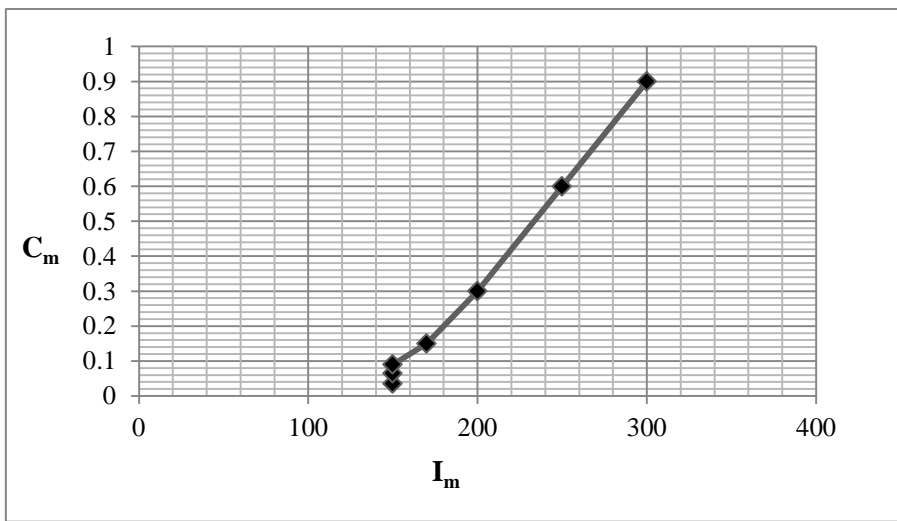


Figure IV.1 : Evolution de C_m en fonction de I_m

Notre cas, $C_m = 0.2 \Rightarrow I_m = 180$ (par interpolation dans la courbe $C_m = f(I_m)$)
 $\Rightarrow X_m = 1200/180 = 6.67 \text{ kg/m}^3$

c) Débit de boues en excès

Ce débit est donné par : $Q_{excès} = \frac{\Delta x}{X_m} \dots\dots\dots (IV.27)$

$Q_{excès}$: Débit de boues en excès en (m³/j).

$\Rightarrow Q_{excès} = 4426.78 / 6.67 = 663.68 \text{ m}^3/\text{j}$

d) Débit spécifique par m³ du bassin

$q_{sp} = \frac{\Delta x}{V} \dots\dots\dots (IV.28)$

$\Rightarrow q_{sp} = 4426.78 / 15239.18 = 0.29 \text{ kg/m}^3/\text{j}$

e) Taux de recyclage (R)

$$R = \frac{[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} * 100 \quad \dots\dots\dots (IV.29)$$

$[X_a]$: Concentration de boues dans le bassin en (kg/m³).

$$R = \frac{3}{6.67-3} * 100 = 81.74 \%$$

f) Débit de boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j \quad \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$\Rightarrow Q_r = 0.82 * 25829.12 = 21179.88 \text{ m}^3/\text{j}$$

g) Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta x} \quad \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$\Rightarrow A_b = 45717.55 / 4426.78 = 10.33 \approx 10 \text{ jour}$$

Tableau IV.14 : Résultats de bilan des boues

Paramètre	Unité	Horizon	
		2037	2047
La quantité de boues en excès (Δx)	kg/j	4426.78	5059.77
Concentration des boues en excès (X_m)	kg/m ³	6.67	6.67
Débit de boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	663.68	758.59
Débit spécifique par m ³ du bassin (q_{sp})	kg/m ³ /j	0.29	0.14
Le taux de recyclage en (R)	%	81.74	29
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	21179.88	8561.5
Age des boues (A_b)	j	10	10

IV.4.3. Dimensionnement du 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 recirculées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des boues en excès (épaississement, déshydratation ...) [1].

On opte pour un décanteur de forme circulaire. Les principes de calcul sont :

- La charge superficielle (la vitesse ascensionnelle $v_{as} = 0.1$ à 1.25 m/h). On prend $v_{as} = 1.2$ m/h.
- Le temps de séjour $t_s = 2$ à 3 h. Soit $t_s = 2$ h
- La hauteur du clarificateur $H = 3$ à 4 m. Soit $H = 3$ m.
- On choisit deux chaînes d'épuration.

Horizon 2032**a) La surface totale du clarificateur**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_{as}} \Rightarrow S = 1764.98 / 1.2 = 1470.82 \text{ m}^2$$

La surface unitaire: $S_u = S/2 \Rightarrow S_u = 1470.82 / 2 = 735.41 \text{ m}^2$

b) Le volume total

$$V = Q_{pts} * t_s \Rightarrow V = 1764.98 * 2 = 3529.96 \text{ m}^3$$

Volume unitaire: $V_u = V/2 \Rightarrow V_u = 3529.96 / 2 = 1764.98 \text{ m}^3$

c) Diamètre du clarificateur

Pour chaque clarificateur $\Rightarrow D_u = \sqrt{\frac{4 * V_u}{\pi * H}} \Rightarrow D_u = \sqrt{\frac{4 * 1764.98}{3.14 * 3}} = 27.38 \text{ m}$

d) Calcul des diamètres des éléments du clarificateur

Le clarificateur est formé par une série de trois cercles concentriques dont l'ordre est :

- La buse $\Rightarrow D_1$
- La jupe $\Rightarrow D_2$
- Le diamètre de la goulotte $\Rightarrow D_g$

➤ La buse

Elle possède un diamètre $D_1 = 1.2 \text{ m}$, donc : $S_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} \Rightarrow S_1 = 3.14 * (1.2)^2 / 4 = 1.13 \text{ m}^2$

➤ La jupe

La vitesse maximale admissible dans la jupe pour assurer une séparation liquide-boues est

$$v_{max} = 2.5 \text{ cm/s} = 90 \text{ m/h}$$

$$S_2 = \frac{[\frac{R\%}{100} + 1]}{v_{max}} * Q_{pts} \dots\dots\dots (IV.32)$$

S_2 : surface de la jupe en (m^2) ; R : taux de recyclage, $R = 81.74 \%$

$$\Rightarrow S_2 = \frac{[\frac{81.74}{100} + 1]}{90} * 1764.98 = 35.68 \text{ m}^2$$

- Diamètre de la jupe

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 * (S_1 + S_2)}{\pi}} \Rightarrow D_2 = \sqrt{\frac{4 * (1.13 + 35.68)}{3.14}} = 6.85 \text{ m}$$

➤ La surface de la goulotte

La vitesse d'écoulement est $v = 0.7 \text{ m/s} = 2520 \text{ m/h}$

$$S_g = \frac{Q_{pts}}{n * v} \Rightarrow S_g = 1764.98 / (2 * 2520) = 0.35 \text{ m}^2$$

n : nombre de clarificateur

S_g : la surface de la goulotte pour un clarificateur en (m^2).

- Diamètre de la goulotte

$$D_g = \sqrt{\frac{4 \cdot S_g}{\pi}} \Rightarrow D_g = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.35}{3.14}} = 0.66 \text{ m}$$

Tableau IV.15 : Résultats de calcul du clarificateur

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Nombre	-	2	2
Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /h	1764.98	2017.36
la vitesse ascensionnelle (v_{as})	m/h	1.2	1.2
La surface unitaire (S_u)	m ²	735.41	840.56
Le volume unitaire (V_u)	m ³	1764.98	2017.36
Le diamètre pour chaque bassin (D)	m	27.38	29.27
La hauteur (H)	m	3	3
Le temps de séjour (t_s)	h	2	2
Le diamètre de la buse (D_1)	m	1,2	1.2
La surface de la buse (S_1)	m ²	1.13	1.13
La surface de la jupe (S_2)	m ²	35.68	28.84
Le diamètre de la jupe (D_2)	m	6.85	6.17
La surface de la goulotte (S_g)	m ²	0.35	0.40
Le diamètre de la goulotte (D_g)	m	0.66	0.71

IV.5. Traitement tertiaire

C'est la dernière étape d'épuration des eaux usées qui vient suppléer les traitements primaire et secondaire. Le traitement tertiaire peut être de différente nature, tel que la désinfection au chlore.

IV.5.1. Dimensionnement du bassin de désinfection

Le bassin de désinfection c'est un ouvrage rectangulaire. Les données principales de dimensionnement sont les suivantes [1,16].

- Le temps de contact entre l'eau épurée et le chlore dans le bassin est $t_c = 15$ à 30 min.

Soit $t_c = 30 \text{ min} = 0.5 \text{ h}$

- La hauteur du bassin est $H = 2$ à 4 m. Soit $H = 3 \text{ m}$.

- La longueur du bassin est $L = 1$ à 1.5 de largeur (ℓ) du bassin. On prend $L = 1.25 \ell$

Horizon 2032**a) Le volume du bassin de désinfection (V)**

$$V = Q_{pts} \cdot t_c \Rightarrow V = 1764.98 \cdot 0.5 = 882.49 \text{ m}^3$$

b) La surface horizontale (S_h)

$$S_h = \frac{V}{H} \Rightarrow S_h = 882.49 / 3 = 294.16 \text{ m}^2$$

c) Longueur (L) et largeur (ℓ) du bassin

$$\text{On a: } S_h = L * \ell \quad \Rightarrow \quad S_h = 1.25 \ell * \ell$$

$$\ell = \sqrt{\frac{S_h}{1.25}} \quad \Rightarrow \quad \ell = \sqrt{\frac{294.16}{1.25}} = \mathbf{15.34 \text{ m}}$$

$$L = 1.25 * \ell \quad \Rightarrow \quad L = 1.25 * 10 = \mathbf{19.17 \text{ m}}$$

IV.5.2. Dose du chlore à injecter

Pour agir correctement, le chlore impose d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et d'autre part, qu'un temps de contact de 30 min soit respecté.

Les doses habituellement adoptées sont $D = 5$ à 10 g/m^3 de chlore.

On prend une dose $D = 10 \text{ g/m}^3$ pendant un temps de contact de 30 min [2].

Horizon 2032➤ **La dose journalière du chlore (D_j)**

$$D_j = Q_j * D \quad \Rightarrow \quad D_j = 25829.12 * 10 * 10^{-3} = \mathbf{258.29 \text{ kg/j}}$$

Tableau IV.16 : Calcul du bassin de désinfection

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Débit de pointe en temps (Q_{pts})	m^3/h	1764.98	2017.36
Volume du bassin (V)	m^3	882.49	1008.68
Surface horizontale (S_h)	m^2	294.49	336.23
Hauteur (H)	m	3	3
Longueur (L)	m	19.17	20.5
Largeur (ℓ)	m	15.34	16.40
Le temps de contact (t_c)	h	0.5	0.5
La dose journalière du chlore (D_j)	kg/j	258.29	295.22

IV.5.3. Traitement des boues

Le traitement des boues a pour but de diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière efficace leur charge polluante et fermentescible. Les boues sont des particules solides non retenues par les procédés de traitement de l'eau (dégradation et séparation des polluants de l'eau).

Suivant leurs origines, on distingue:

- Les boues secondaires, biomasse en excès provenant du décanteur secondaire.
- Les boues stabilisées (digérées).

Ces boues se composent de matières organiques non dégradées (environ 75 %), de matières minérales, de micro-organismes et d'eau (environ 99 %) [1,16,18].

IV.5.3.1. Choix de la filière de traitement

Ce choix repose sur plusieurs facteurs [1,16] :

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

IV.5.3.2. L'épaississement

C'est le premier stade de déshydratation, il permet de réduire un volume important des boues. L'épaississeur gravitaire le plus utilisé est soumis à la seule action de la force de gravité, il consiste en une décantation des boues humides dans une cuve cylindrique à fond conique qui est équipé d'un racleur à agitation lente, pour faciliter le glissement des boues vers le bas (fond).

Les boues en excès sont pompées vers un ouvrage d'épaississement via une conduite de refoulement à partir de la fosse à boue où elles seront introduites au centre de l'ouvrage dans une jupe de répartition [1,5].

a) Mécanisme du racleur

Le mécanisme de raclage des boues est à commande centrale avec moto-réducteur d'entraînement reposant sur un pont en béton. Deux bras de raclage, fixés par brides sur l'arbre central, portent les lames de balayage du radier, la herse d'épaississement en acier inox et les racleurs centraux. Les racles de fond sont munies de lames rapportées en caoutchouc.

Les boues s'épaississent par l'action de la pesanteur et du mécanisme racleur équipé de herse facilitant le dégagement de l'eau en créant des "chemins" dans la masse de boue. L'eau ainsi séparée passe en surverse dans une rigole périphérique et retourne en tête de station via le poste de drainage pour y être réincorporée aux eaux brutes.

Les boues épaissies sont raclées vers une poche à boues au centre du radier de l'ouvrage. De la poche à boues, les boues s'écoulent vers le puits des pompes par l'intermédiaire d'une tuyauterie noyée dans le radier de l'ouvrage.

b) Jupe d'alimentation

Les boues sont introduites au centre de l'ouvrage dans une jupe de répartition suspendue au pont. Elles s'épaississent par la double action de la gravité et de la herse de séparation eau - boues. De forme cylindrique, la jupe est exécutée à partir de tôle d'acier et cornières cintrées, ces éléments seront en acier inox.

c) Seuil denté de la rigole de déversement

Le surnageant de l'épaississeur déborde dans une rigole périphérique équipée de lames de débordement, puis retourne en tête de station par le réseau de drainage.

d) Pompage des boues épaissies

Les boues épaissies sont ramenées par les racleurs de fond dans un puits central, également raclé, d'où elles sont reprises par des pompes, et refoulées vers la déshydratation mécanique sur filtre à bande. Les boues épaissies sont soutirées en fond d'ouvrage par des pompes d'extraction à rotor excentré, installées en fosse sèche situées dans le local de déshydratation. Les pompes sont à vitesse variable par moto-variateur.

Sur les tuyauteries de refoulement vers la déshydratation mécanique, des débitmètres électromagnétiques sont installés (un débitmètre pour chaque filtre à bande) donnant le débit instantané et la totalisation de la quantité des boues admise à la déshydratation.

e) Dimensionnement de l'épaississeur**Horizon 2032**

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire. La production journalière des boues est :

a) Boues issues du décanteur secondaire (B_{II})

Elles représentent les boues en excès : $B_{II} = \Delta x = 4426.78 \text{ kg/j}$

b) Concentration des boues (X_{II})

$$X_{II} = X_m = 6.67 \text{ kg/m}^3$$

c) Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Q_{BII})

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = 663.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) Volume de l'épaississeur (V_e)

$$V_e = Q_{BII} * t_s$$

t_s : temps de séjour qui varie de 2 à 10 j. Soit $t_s = 3 \text{ j}$

$$\Rightarrow V_e = 663.68 * 3 = 1991.04 \text{ m}^3$$

e) Surface de l'épaississeur (S_e)

$$S_e = \frac{V_e}{H}$$

H : Hauteur de l'ouvrage ($H = 3 \text{ à } 4 \text{ m}$). On prend $H = 3 \text{ m}$.

$$\Rightarrow S_e = 1991.04 / 3 = 663.68 \text{ m}^2$$

f) Diamètre de l'épaississeur (D)

$$S_e = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S_e}{\pi}}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 663.68}{3.14}} = 29.08 \approx 29 \text{ m}$$

g) Débit de boues à la sortie de l'épaississeur (Q_{BE})

Après l'épaississement, les boues auront une concentration (C_{BE}) de l'ordre de 80 à 100 g/L. On prend $C_{BE} = 90$ g/L.

$$Q_{BE} = \Delta x / C_{BE} \Rightarrow Q_{BE} = 4426.78 / 90 = 49.19 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau IV.17 : Résultats de calcul de l'épaississeur

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Boues issues du décanteur secondaire (B_{II})	kg/j	4426.78	5059.77
La concentration des boues (X_{II})	kg/m ³	6.67	6.67
Le débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage	m ³ /j	663.68	758.59
Volume de l'épaississeur (V_e)	m ³	1991.04	2275.77
La surface de l'épaississeur (S_e)	m ²	663.68	758.59
Le diamètre de l'épaississeur (D)	m	29.08	31.09
Hauteur (H)	m	3	3
temps de séjour (t_s)	j	3	3
Débit de boues à la sortie de l'ouvrage (Q_{BE})	m ³ /j	49.19	56.22
Nombre d'ouvrage	-	1	1

IV.5.3.3. Dimensionnement des lits de séchage

En général pour le dimensionnement des lits de séchage, on prend les valeurs suivantes [1,16,19]:

- La hauteur des boues $H_B = 30$ à 60 cm
- La hauteur du lit H_L : elle comporte 30 à 60 cm de boue, 10 cm de sable, 20 cm de gravier fin et 25 cm de gros gravier (Fig. IV .2).
- Le temps de séjour ou de séchage (10 à 30 jours)
- La largeur d'un lit (10 à 15 m)
- La longueur d'un lit (20 à 30 m).

a) Le volume total des lits de séchage (V_T)

$$V_T = Q_{BE} \cdot t_s \dots\dots (m^3)$$

Q_{BE} : débit des boues à la sortie de l'épaississeur (Entrée des lits de séchage) en m³/j.

b) La surface totale des lits de séchage (S_T)

$$S_T = \frac{V_T}{H_L} \dots\dots (m^2)$$

c) Le volume d'un lit de séchage (V_L)

$$V_L = L \cdot \ell \cdot H_L \dots\dots (m^3)$$

d) La surface d'un lit (S_L)

$$S_L = L \cdot \ell \dots\dots (m^2)$$

e) Nombres de lits (N_L)

$$N_L = \frac{V_T}{V_L}$$

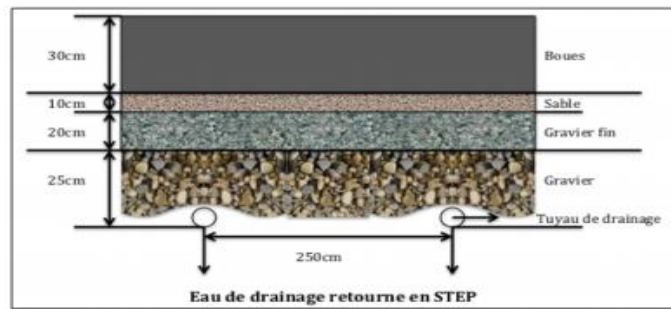


Figure IV.2: Schéma de la composition principale d'un lit de séchage

Horizon 2032

- la hauteur du lit $H_L = 1.05 \text{ m} = (0.5 + 0.1 + 0.2 + 0.25 = 1.05 \text{ m})$
- La hauteur des boues $H_B = 0.50 \text{ m}$
- Le temps de séjour ou de séchage $t_s = 15 \text{ jours}$
- La largeur d'un lit $\ell = 15 \text{ m}$ - La longueur d'un lit $L = 28 \text{ m}$
- Le débit des boues à la sortie de l'épaisseur $Q_{BE} = 49.19 \text{ m}^3/\text{j}$

a) Le volume total des lits de séchage (V_T)

$$V_T = Q_{BE} \cdot t_s \dots\dots (m^3)$$

$$\Rightarrow V_T = Q_{BE} \cdot t_s = 49.19 \cdot 15 = 737.85 \text{ m}^3$$

b) La surface totale des lits de séchage (S_T)

$$S_T = \frac{V_T}{H_L} \dots\dots (m^2)$$

$$\Rightarrow S_T = \frac{V_T}{H_L} = (737.85 / 1.05) = 702.71 \text{ m}^2$$

c) Le volume d'un lit de séchage (V_L)

$$V_L = L \cdot \ell \cdot H_L \dots\dots (m^3)$$

$$\Rightarrow V_L = 28 \cdot 15 \cdot 1.05 = 441 \text{ m}^3$$

d) La surface d'un lit (S_L)

$$S_L = L \cdot \ell \dots\dots (m^2)$$

$$\Rightarrow S_L = 28 \cdot 15 = 420 \text{ m}^2$$

e) Nombres de lits (N_L)

$$N_L = \frac{V_T}{V_L} = \frac{737.85}{441} = 1.67 \approx 2$$

Tableau IV.18 : Résultats de calcul des lits de séchage des boues

Paramètre	Unité	Horizon	
		2032	2047
Débit de boues à l'entrée de l'ouvrage (Q_{BE})	m ³ /j	49.19	56.22
Hauteur des boues (H_B)	m	0.5	0.5
Hauteur du lit (H_L)	m	1.05	1.05
Temps de séjour (t_s)	j	15	15
Longueur d'un lit (L)	m	28	28
Largeur d'un lit (ℓ)	m	15	15
Débit de boues à la sortie de l'ouvrage (Q_{BE})	m ³ /j	49.19	56.22
Volume total des lits de séchage (V_T)	m ³	737.85	843.3
Surface totale des lits de séchage (S_T)	m ²	702.71	803.14
Volume d'un lit de séchage (V_L)	m ³	441	441
Surface d'un lit de séchage (S_L)	m ²	420	420
Nombre de lits de séchage (N_L)	-	2	2

IV.5.3.4. Déshydratation mécanique des boues

Le but est de porter la siccité des boues à une valeur de presque 18%, telle que leur transport soit facilité par réduction de volume. Le produit fini pourra ainsi être aisément utilisable en agriculture comme excellent amendement des sols, ou être versé en décharge publique.

Les boues épaissies sont pompées vers deux filtres à bande au moyen de pompes à rotor hélicoïdal. Cette disposition permet d'ajuster le débit en fonction de la quantité et la concentration des boues à traiter [1,17,19-21].

La déshydratation par filtre à bande offre plusieurs avantages (Fig. IV.2) :

- Compacité de l'installation
- Fonctionnement entièrement automatisé
- Facilité d'exploitation
- Souplesse d'utilisation
- Fonctionnement continu
- Faible consommation énergétique et investissement faible comparativement aux autres procédés de déshydratation mécanique (filtre presse, centrifugeuse).

Les boues extraites de l'épaississeur sont conditionnées avec du polymère, en amont des filtres à bande. Une floculation dynamique, équipée d'un agitateur avec variateur de vitesse, est placée en amont de chaque filtre à bande pour optimiser le mélange boues/polymère. Ce produit engendre la floculation de la boue permettant ainsi une séparation boue eau dans le filtre. Ce produit est préparé dans une cuve à trois compartiments qui préparent la solution en continu.

Les boues flocculées sont ainsi pompées et introduites vers le filtre à bandes. Le gâteau passe d'un système de convoyage vers une benne. Les égouttures provenant des filtres à bandes et les eaux de lavage sont collectées et envoyées en tête de station via le poste "toutes eaux".

L'ensemble du traitement des boues est installé dans un local fermé. L'air vicié est extrait avec un taux de renouvellement de 5. Chaque filtre à bande traitera la totalité de la production de boues sur 12 h/j.

En général, les dimensions du poste sont les suivantes.

- Nombre de machines : 02
- Capacité d'un presse : 18 à 25 m³/h
- Siccité de boues déshydratées : 18 %
- Largeur de la bande/machine : 2.5 m

Chaque ligne d'alimentation des filtres à bandes est équipée d'une mesure de débit ainsi que d'une prise d'échantillon.

La préparation de polymère sera réalisé à l'aide d'une centrale de préparation mixte "poudre + émulsion" de capacité 2 m³ composée d'une cuve PEHD à 3 compartiments agités. La centrale de préparation de polymère est dotée de pompes doseuses (*une pompe par filtre à bande + une pompe installée en secours*), qui soutirent la solution mère préparée à une concentration d'environ 2 g/L et la refoulent dans la canalisation d'alimentation en boues des filtres. Le débit d'injection de polymère est comptabilisé à l'aide de deux débitmètres électromagnétique (1 par injection).



Figure IV.3 : Exemple d'un filtre à bande

Les boues finales produites par les lits de séchage ou par la déshydratation sont destinées :

- Pour la valorisation (boues liquides ou solides) pour les régions à caractère agricole.

- Calcination (récupération d'énergie).
- Mise en décharge.

IV.6. Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration pour les deux horizons (2032 et 2047).

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de cette zone est de type "Boues activées à faible charge".

Ce procédé présente de nombreux avantages à savoir :

- ✓ l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.
- ✓ des rendements d'éliminations dépassants les 90 %.
- ✓ la possibilité de la nitrification dans le bassin d'aération.
- ✓ les boues produites sont stables, et ne nécessitent pas un traitement plus poussé et coûteux.

Chapitre V

Dimensionnement des stations de relevage

Chapitre V : Dimensionnement des stations de relevage

V.1. Introduction

La station de relevage est un ouvrage hydraulique composé d'un bassin d'aspiration en béton armé destiné à la collecte des eaux usées, et une ou plusieurs pompes qui doivent relever les eaux usées collectées dans le bassin, vers un ouvrage situé à un niveau plus élevé par un refoulement qui est destiné à forcer le transport des effluents d'un point à un autre [1,22].

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le collecteur et les stations de relevage acheminant les effluents de la commune de Oued Ghir et ses environs vers la future station d'épuration. Ce transfert est constitué de tronçons gravitaires et tronçons par refoulement.

- La station de relevage 1 (SR1) sera implantée à coté du pont de Mellala, et elle recevra les effluents de Sidi Boudrahem, Ibachiren (1, 2) et Mellala (1, 2).
- La station de relevage 2 (SR2) sera implantée à coté du stade communal de Oued Ghir, et elle recevra les effluents de Hellil (1, 2, 3, 4), Seroual, Ibourassen (1, 2), Oued Ghir, Ighzar Ouzarif et le débit de (SR1).
- Les effluents de Kollirama, Chetba et Pénitencier seront branchés directement dans le bassin de dissipation avant la station (gravitairement).



Figure V.1 : Plan de situation des stations de relevage et de la STEP

V.2. Données de base des stations de relevage

Les données de nécessaires au dimensionnement de ces stations sont les suivantes [12].

Tableau V.1 : Les données des stations de relevage

	Station de relevage 1 (SR1)	Station de relevage 2 (SR2)
Débit de pointe en temps sec Q_{pts} (L/s)	189.29	309.03
Longueur du collecteur L (m)	4560	3000
Côte du radier de la bêche à eau	4	12.35
Côte du niveau bas d'aspiration de la bêche à eau	4.7	13.05
Côte du niveau haut d'aspiration de la bêche à eau	6	14.22
Côte de l'extrémité aval de refoulement (m)	5.87	14.22
Plancher de la station	17.5	17.5

V.2.1. Dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Le débit de pointe de l'effluent ainsi que l'amplitude de ses variations, déterminent la capacité nominale de la station de relevage et le nombre de groupes de pompage à installer.

La station SR1 est destinée à élever les eaux usées du niveau de 4.7 m à 5.87 m sur une distance de 4560 m.

La station est constituée d'une bêche de stockage des eaux usées, et d'un ensemble hydroélectrique constitué de pompes.

V.2.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement

La conception de la conduite de refoulement dépend principalement de la vitesse d'écoulement. La vitesse de refoulement doit être : inférieure à 2 m/s. Au-delà de cette valeur, les pertes de charge deviennent très importantes. Si la vitesse de refoulement est inférieure à 0.6 m/s, il y a risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation ; ce qui crée des réductions de la section, perturbant l'écoulement et augmentant les pertes de charge.

Le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors du pompage [1,23].

$$Q = v * S \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec

Q : Débit circulé dans la conduite en (m³/s)

v : Vitesse en (m/s)

S : Surface de la conduite en (m²)

D : Diamètre de la conduite en (m).

$$\text{Soit } v = 1 \text{ m/s} \Rightarrow Q = v * S = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi}} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 0.19}{3,14}} = 0.492 \text{ m} = 492 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé : DN = 500 mm. Soit de type PEHD (*Polyéthylène Haute Densité*) PN 10 bars, de diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 500 \text{ mm}$ et de diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 470.3 \text{ mm}$ (Annexe 1).

$$\text{La vitesse sera : } v = \frac{4 * Q}{\pi * D_{\text{int}}^2} \Rightarrow v = \frac{4 * 0.19}{3.14 * (0.4703)^2} = 1.09 \text{ m/s}$$

V.2.1.2. Caractéristiques des pompes

a- Débit de pompage (Q)

Les pompes sont dimensionnées sur la base du débit de pointe. Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est 189.29 L/s.

b- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) des pompes est la somme de la hauteur géométrique de refoulement et les pertes de charge linéaires et singulières [1,23].

$$\text{HMT} = H_g + J_L + J_S \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec

H_g : la hauteur géométrique (m)

J_L : les pertes de charge linéaires (m)

J_S : les pertes de charge singulières (m)

• Hauteur géométrique (H_g)

La hauteur géométrique correspond à la dénivelée entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement (point haut du refoulement) et le niveau bas d'aspiration dans la bache. Les côtes altimétriques caractéristiques du refoulement peuvent alors être estimées :

- Niveau bas d'aspiration : 4.7 m NGA
- Extrémité aval de la conduite de refoulement : 5.87 m NGA (+ 2 m de marge de sécurité).

$$\Rightarrow H_g = 7.87 - 4.7 = 3.17 \text{ m.}$$

• Les pertes de charge

Les pertes de charge sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

- o Les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule de *Hazen-Williams* [7]:

$$J_L = 10.674 * \left(\frac{Q}{C_{HW}}\right)^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}} \dots\dots\dots (V.3)$$

- **Q** : Débit de pointe en (m³/s)
- **C_{HW}**: Constante liée au type de conduite. Pour une conduite en plastique, C_{HW} = 130 à 150.

$$\text{Soit } C_{HW} = 130$$

- **D**: diamètre de la conduite en (m)
- **L**: longueur de la conduite en (m).

$$\Rightarrow J_L = 10.674 * \left(\frac{0.19}{130} \right)^{1.8518} * \frac{4560}{0.4703^{4.87}} = \mathbf{10.78 \text{ m}}$$

o Les pertes de charge singulières

Elles sont estimées entre 10 et 20 % des pertes de charge linéaires.

$$J_S = (10 \text{ à } 20 \%) * J_L$$

On peut déterminer la valeur des pertes de charge singulières en l'estimant à 15% de la perte de charge linéaire [22].

$$J_S = 15 \% * J_L \Rightarrow J_S = (10.78 * 15) / 100 = \mathbf{1.62 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \mathbf{HMT} = 3.17 + 10.78 + 1.62 = \mathbf{15.57 \text{ m}}$$

c- Puissance absorbée (**P_a**)

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

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_G} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec

ρ : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m³

g : Accélération de pesanteur 9.81 m/s²

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

Q : Débit de pointe (m³/s)

η_G: Rendement global (**η_G** = **R_h** * **R_e**).

Pour le cas des eaux usées, les rendements hydrauliques (**R_h**) varient généralement entre 0.6 et 0.7. Soit un rendement de 0.65. Le rendement électrique (**R_e**) est d'environ 0.85 [23].

$$\Rightarrow P_a = (1000 * 9.81 * 0.19 * 15.57) / (0.65 * 0.85) = 52526.56 \text{ Watt} = \mathbf{52.53 \text{ kW}}$$

d- Choix des pompes

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont le débit à refouler, la hauteur manométrique totale (HMT), le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau, le meilleur rendement et la fiabilité. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel [Caprari Pump Tutor 2.0](#) (Annexe 2).

V.2.1.3. Les caractéristiques des pompes choisies

Les critères principaux pour faire le choix des pompes sont la hauteur manométrique et le débit de pompage. Dans notre cas, on a la HMT = 15.75 m et $Q_p = 189.29$ L/s.

Un dimensionnement de la station pour le débit de pointe de temps sec permet également de capter le premier flot d'orage, et les petites pluies. Ceci dit, nous admettons une majoration pour le débit de pointe de temps sec.

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnant alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit de pointe de temps sec prévu.

V.2.1.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration

a- Calcul du volume utile (V_u)

Le volume utile dans la bache est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe) [1,23].

La formule du volume utile est donnée :

$$V_u = \frac{Q}{4 * Z} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec

V_u : volume utile ou volume de marnage de la bache d'aspiration (m^3)

Q : débit de pointe de deux pompes (m^3/h)

Z : nombre maximal de démarrage par heure. Il est fonction de la puissance des groupes électropompes (P), afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. On peut préconiser (avec P , puissance nominale du moteur) [22,23] :

$P < 4$ kW : 10 démarrages par heure

$P > 4$ kW : 6 démarrages par heure

$$\Rightarrow V_u = \frac{681.44}{4*6} = 28.39 \text{ m}^3$$

b- La hauteur utile (H_u)

$H_u =$ niveau haut d'aspiration - niveau bas d'aspiration

$$\Rightarrow H_u = 6 - 4.7 = 1.3 \text{ m}$$

c- La surface utile (S_u)

$$S_u = V_u / H_u$$

$$\Rightarrow S_u = 28.39 / 1.3 = 21.84 \text{ m}^2$$

d- La profondeur totale (H)

$$H = \text{côte de plancher de la station} - \text{Côte du radier de la b\^ache \`a eau}$$

$$\Rightarrow H = 17.5 - 4 = 13.5 \text{ m}$$

e- Le volume total de la b\^ache (V)

$$V = S_u * H \Rightarrow V = 21.84 * 13.5 = 294.84 \text{ m}^3 = 295 \text{ m}^3$$

Les principaux r\^esultats du dimensionnement et les caract\^eristiques de la station de relevage (SR1) sont r\^ecapitul\^es dans le tableau ci-apr\^es.

Tableau V.2 : R\^esultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)

El\^ements de station	Caract\^eristiques	Unit\^e	Valeur
Refolement Eaux us\^ees	Nombre de conduites	-	1
	Mat\^eriau	-	PEHD
	DN	mm	500
	D _{int}	mm	470.3
	D\^ebit d'\^ecoulement	L/s	189.29
	Vitesse d'\^ecoulement	m/s	1.09
	Longueur	m	4560
Groupes de pompage Eaux us\^ees	Nombre de pompe	-	2
	D\^ebit de la pompe	L/s	189.29
	HMT d'une pompe	m	15.57
B\^ache d'aspiration Eaux us\^ees	Volume utile	m ³	28.39
	Surface utile	m ²	21.84
	Hauteur utile	m	1.3
	Profondeur totale	m	13.5
	Volume total	m ³	295

V.2.2. Dimensionnement de la station de relevage (SR2)

La station de relevage (SR2) est destin\^ee \`a \^elever les eaux us\^ees du niveau de 13.05 m \`a 14.22 m (+ 1 m s\^ecurit\^e) sur une distance de 3000 m.

Remarque

Le m\^eme calcul que nous avons fait dans la premi\^ere station de relevage, la diff\^erence est dans les donn\^ees de base de chaque station.

IV.2.2.1. Calcul du diam\^etre de la conduite de refolement

D'apr\^es l'\^equation (V.1) : $Q = v * S$

Le d\^ebit de pompage $Q = 309.03 \text{ L/s}$.

On prend $v = 1 \text{ m/s}$

$$Q = v * S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.31}{3.14}} = 0.628 \text{ m} = 628 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé : DN = 630 mm. Soit de type PEHD PN 10 bars, de diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 630$ mm et de diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 592.6$ mm.

La vitesse sera : $v = \frac{4 * Q}{\pi * D_{\text{int}}^2} \Rightarrow v = \frac{4 * 0.31}{3.14 * 0.5926^2} = \mathbf{1.12 \text{ m/s}}$

V.2.2.2. Caractéristiques des pompes

a- Débit de pompage (Q)

Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est le débit de pompage = 309.03 L/s.

b- Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

D'après l'équation (V.2) : $\mathbf{HMT = H_g + J_L + J_S}$

• Hauteur géométrique (H_g)

- Niveau bas d'aspiration : 13.05 m NGA

- Extrémité aval de la conduite de refoulement : 14.22 m (+ 2 m sécurité)

$$\Rightarrow \mathbf{H_g = 14.22 - 13.05 = 3.17 \text{ m.}}$$

• Les pertes de charge

- Les pertes de charge linéaires

$$J_L = 10.674 * \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

Avec

$$Q = 309.02 \text{ L/s}$$

C_{HW} : Constante liée au type de conduite. Pour une conduite en plastique, $C_{HW} = 130$ à 150, on prend $C_{HW} = 130$

$$D = 592.6 \text{ mm}$$

$$L = 3000 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mathbf{J_L = 10,674 * \left(\frac{0.31}{130} \right)^{1.8518} * \frac{3000}{0.5926^{4.87}} = 5.7 \text{ m}}$$

- Les pertes de charge singulières

$J_S = 10$ à 20 % de J_L . On prend : $J_S = 15\% J_L$

$$\text{Alors : } J_S = 15\% J_L \Rightarrow \mathbf{J_S = (5.7 * 15) / 100 = 0.85 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \mathbf{HMT = 3.17 + 5.7 + 0.85 = 9.72 \text{ m}}$$

c- Puissance absorbée (Pa)

D'après l'équation (V.4) :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_G}$$

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

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$HMT = 9.72 \text{ m}$$

$$Q = 309.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\eta_G = R_h * R_e = 0.65 * 0.85 = 0.55$$

$$\Rightarrow P_a = (1000 * 9.81 * 0.31 * 9.72) / (0.55) = 53501.34 \text{ Watt} = \mathbf{53.50 \text{ kW}}$$

d) Choix des pompes

Les caractéristiques des pompes sont représentées dans l'annexe 3.

V.2.2.3. Les caractéristiques des pompes choisies

Les caractéristiques des pompes choisies sont **HMT = 9.72 m** et **Q_p = 309.02 L/s**.

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnant alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit de pointe de temps sec prévu.

V.2.2.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration**a- Le volume utile (V_u)**

D'après l'équation (V.5) :

$$V_u = \frac{Q}{4 * Z}$$

$$Q = 1112.51 \text{ m}^3/\text{h} ; Z = 6$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{1112.51}{4 * 6} = \mathbf{46.35 \text{ m}^3}$$

b- La hauteur utile (H_u)

$$H_u = 14.22 - 13.05 = \mathbf{1.17 \text{ m}}$$

c- La surface utile (S_u)

$$S_u = 46.35 / 1.17 = \mathbf{39.61 \text{ m}^2}$$

d- La profondeur totale (H)

$$H = 17.5 - 12.35 = \mathbf{5.15 \text{ m}}$$

e- Le volume total de la bache (V)

$$V = S_u * H \Rightarrow V = 39.61 * 5.15 = 203.99 \text{ m}^3 = \mathbf{204 \text{ m}^3}$$

Tableau V.3 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)

Éléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refoulement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	DN	mm	630
	D_{int}	mm	592.6
	Débit d'écoulement	L/s	309.03
	Vitesse d'écoulement	m/s	1.12
	Longueur	m	3000
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	L/s	309.03
	HMT d'une pompe	m	9.72
Bâche d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m^3	46.35
	Surface utile	m^2	39.61
	Hauteur utile	m	1.17
	Profondeur totale	m	5.15
	Volume total	m^3	204

V.3. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons calculé les deux stations de relevage, et nous avons déterminé les caractéristiques des pompes qui peuvent refouler les débits des eaux usées le long de leur cheminement vers la station d'épuration.

La station de relevage (SR1) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe $Q = 189.29$ L/s.

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes : $Q = 189.29$ L/s ; HMT = 15.57 m.

La station de relevage (SR2) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe $Q = 309.02$ L/s.

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes : $Q = 309.02$ L/s ; HMT = 9.72 m.

Chapitre VI

Calcul hydraulique

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1. Introduction

Le calcul hydraulique a pour but de déterminer les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs reliant les ouvrages de la station d'épuration. L'objectif de calcul du profil hydraulique de la station est de déterminer les niveaux d'eau dans les différents ouvrages et trouver ainsi la ligne piézométrique le long de la station [1].

VI.2. Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau VI.1 : Côtes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages

Ouvrage	Côte terrain naturel (CTN)
Prétraitement	18.5 m
Bassin d'aération	17.5 m
Clarificateur	17.5 m
Bassin désinfection	17.5 m

VI.3. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

L'expression des pertes de charge est exprimée par la formule de Darcy Weisbach [1].

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{P1} - C_{P2} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec

k : Coefficient de pertes de charge.

Q : Le débit transitant le tronçon, $Q = Q_{pts}/2$ pour chaque filière d'épuration (2 chaînes pour notre cas, avec $Q = 0.245 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'horizon 2032 et $Q = 0.28 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'horizon 2047).

L : Longueur de la conduite (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement.

m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.

C_{P1} : Côte du plan d'eau au point 1 (m).

C_{P2} : Côte du plan d'eau au point 2 (m).

VI.3.1. Le diamètre

Le diamètre est donné par la formule suivante [1,22,23]:

$$D = \sqrt[m]{\frac{k * L * Q^\beta}{C_{P1} - C_{P2}}} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Tableau VI.2 : Valeurs de K, m et β

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

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité) comme matériau pour les conduites, car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ($k = 0.001052$, $m = 4.774$, $\beta = 1.77$).

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau VI.3 : Longueur de chaque tronçon

Tronçon 1 : Répartiteur (sortie de dessableur) – Bassin d'aération	70
Tronçon 2 : Bassin d'aération – Clarificateur	50
Tronçon 3 : Clarificateur – Bassin désinfection	60

VI.3.2. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les côtes piézométriques d'après la formule de Bernoulli qui est donnée par:

$$P_1/\rho g + v_1^2/2g + Z_1 = P_2/\rho g + v_2^2/2g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec

$P_1/\rho g$ et $P_2/\rho g$: énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$v_1/2g$ et $v_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 : Côtes des points (1) et (2).

ΔH_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées, d'où l'équation (VI.3) sera :

$$P_1/\rho g + Z_1 = P_2/\rho g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (VI.4)$$

On pose : $P_1/\rho g = H_1$ et $P_2/\rho g = H_2$

$$\text{Donc : } H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$$C_{p1} = H_1 + Z_1 : \text{côte piézométrique au point (1).}$$

$$C_{p2} = H_2 + Z_2 : \text{côte piézométrique au point (2).}$$

$$C_{P1} = C_{P2} + \Delta H_{1-2}$$

VI.3.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques

A. La conduite de Dessableur – Bassin d'aération (1-2)

On a :

✓ La côte de radier du dessableur ($C_r = 17.5 \text{ m}$)

✓ La hauteur d'eau dans le dessableur ($H = 2 \text{ m}$)

$$\Rightarrow C_{p1} = 19.5 \text{ m}$$

✓ La côte de radier du bassin d'aération ($C_r = 15 \text{ m}$)

✓ La hauteur d'eau dans le bassin d'aération ($H = 4 \text{ m}$)

$$\Rightarrow C_{p2} = 19 \text{ m}$$

Horizon 2032

o Diamètre

$$D = \frac{m \sqrt{K * L * Q^\beta}}{\sqrt{C_{P1} - C_{P2}}} \Rightarrow D = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 70 * 0.245^{1.77}}}{\sqrt{19.5 - 19}}$$

$$D = 397 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

o Côte piézométrique

$$C_{P2}' = C_{P1}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{P2}' = 19.51 \text{ m}$$

Horizon 2047

o Diamètre

$$D = 0.418 \text{ m} = 418 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 500 \text{ mm}$$

o Côte piézométrique

$$\Rightarrow C_{P2}' = 19.79 \text{ m}$$

B. La conduite de Bassin d'aération – Clarificateur (2-3)

✓ $C_{P2}' = 19.35 \text{ m}$

✓ La côte de radier de Clarificateur ($C_r = 15.5 \text{ m}$)

✓ La hauteur d'eau dans le Clarificateur ($H = 3 \text{ m}$)

$$\Rightarrow C_{P3} = 18.5 \text{ m}$$

Horizon 2032○ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{P1} - C_{P2}}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 50 * 0.245^{1,77}}{19.35 - 18.5}}$$

$$D = 320 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

○ **Côte piézométrique**

$$C_{P2}' = C_{P1}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{P2}' = 19.16 \text{ m}$$

Horizon 2047○ **Diamètre**

$$D = 0.319 \text{ m} = 319 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

○ **Côte piézométrique**

$$\Rightarrow C_{P2}' = 19.35 \text{ m}$$

C. La conduite de Clarificateur – Bassin de désinfection (3-4)

✓ $C_{P3}' = 19.16 \text{ m}$

✓ La côte de radier du Bassin de désinfection ($C_r = 15.2 \text{ m}$)

✓ La hauteur d'eau dans le Bassin de désinfection ($H = 3 \text{ m}$)

$$\Rightarrow C_{P4}' = 18.2 \text{ m}$$

Horizon 2032○ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{C_{P1} - C_{P2}}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 60 * 0.245^{1,77}}{19.16 - 18.2}}$$

$$D = 336 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

○ **Côte piézométrique**

$$C_{P4}' = C_{P1}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{P4}' = 18.74 \text{ m}$$

Horizon 2047○ **Diamètre**

$$D = 0.340 \text{ m} = 340 \text{ mm} \Rightarrow \text{DN} = 400 \text{ mm}$$

○ **Côte piézométrique**

$$\Rightarrow C_{P4}' = 18.82 \text{ m}$$

Tableau VI.4 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte piézométrique (m)	
				Horizon 2032	Horizon 2047
Dessableur-déshuileur	18.5	17.5	2	20.00	20.00
Bassin d'aération	17.5	15.0	4	19.51	19.79
Clarificateur	17.5	15.5	3	19.16	19.35
Bassin de désinfection	17.5	15.2	3	18.74	18.82

VI.3.4. Calcul des pertes de charge entre les ouvrages

Pour le calcul des pertes de charge on utilise la formule de Darcy Weisbach [24]:

$$\Delta H = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots (VI.5)$$

λ : Coefficient de pertes de charge.

L : Longueur de la conduite (m).

Q : Le débit transitant le tronçon.

D : Diamètre de la conduite (m).

Pour des conduites en charge et un régime turbulent,

$$\lambda = \left[\frac{1}{1.14 - 2 \log\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec

ε : Coefficient de rugosité des conduites (1 mm), pour des conduites PEHD.

$$\lambda_{400} = \left[\frac{1}{1.14 - 2 \log\left(\frac{1}{400}\right)} \right]^2 = 0.025$$

$$\lambda_{500} = \left[\frac{1}{1.14 - 2 \log\left(\frac{1}{500}\right)} \right]^2 = 0.023$$

➤ Les pertes de charge totale

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

➤ Les pertes de charges linéaires et singulières

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.10 \Delta H_L$$

A) La conduite Dessableur – Bassin d'aération (1-2)**Horizon 2032**

$$\Delta H_1 = \frac{8 \cdot 0.025 \cdot 70 \cdot 0.245^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.85 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L1} = \frac{0.85}{1.10} = \mathbf{0.77 \text{ m}} ; \quad \Delta H_{S1} = \mathbf{0.08 \text{ m}}$$

Horizon 2047

$$\Delta H_1 = \frac{8 \cdot 0.023 \cdot 70 \cdot 0.28^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.33 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L1} = \frac{0.33}{1.10} = \mathbf{0.3 \text{ m}} ; \quad \Delta H_{S1} = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

B) La conduite Bassin d'aération – Clarificateur (2-3)**Horizon 2032**

$$\Delta H_2 = \frac{8 \cdot 0.025 \cdot 50 \cdot 0.245^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.61 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L2} = \frac{0.61}{1.10} = \mathbf{0.55 \text{ m}} ; \quad \Delta H_{S1} = \mathbf{0.06 \text{ m}}$$

Horizon 2047

$$\Delta H_2 = \frac{8 \cdot 0.025 \cdot 50 \cdot 0.28^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.79 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L2} = \frac{0.79}{1.10} = \mathbf{0.72 \text{ m}} ; \quad \Delta H_{S2} = \mathbf{0.07 \text{ m}}$$

C) La conduite Clarificateur – Bassin de désinfection (3-4)**Horizon 2032**

$$\Delta H_3 = \frac{8 \cdot 0.025 \cdot 60 \cdot 0.245^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.73 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L3} = \frac{0.73}{1.10} = \mathbf{0.66 \text{ m}} ; \quad \Delta H_{S1} = \mathbf{0.07 \text{ m}}$$

Horizon 2047

$$\Delta H_3 = \frac{8 \cdot 0.025 \cdot 60 \cdot 0.28^2}{3.14^2 \cdot 9.81 \cdot 0.4^5} = \mathbf{0.95 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow \Delta H_{L3} = \frac{0.95}{1.10} = \mathbf{0.86 \text{ m}} \quad \Delta H_{S2} = \mathbf{0.09 \text{ m}}$$

Tableau VI.5 : Les pertes de charge

Horizon	2032			2047		
Conduite	ΔH_T	ΔH_L	ΔH_S	ΔH_T	ΔH_L	ΔH_S
(1-2)	0.85	0.77	0.08	0.33	0.30	0.03
(2-3)	0.61	0.55	0.06	0.79	0.72	0.07
(3-4)	0.73	0.66	0.07	0.95	0.86	0.09

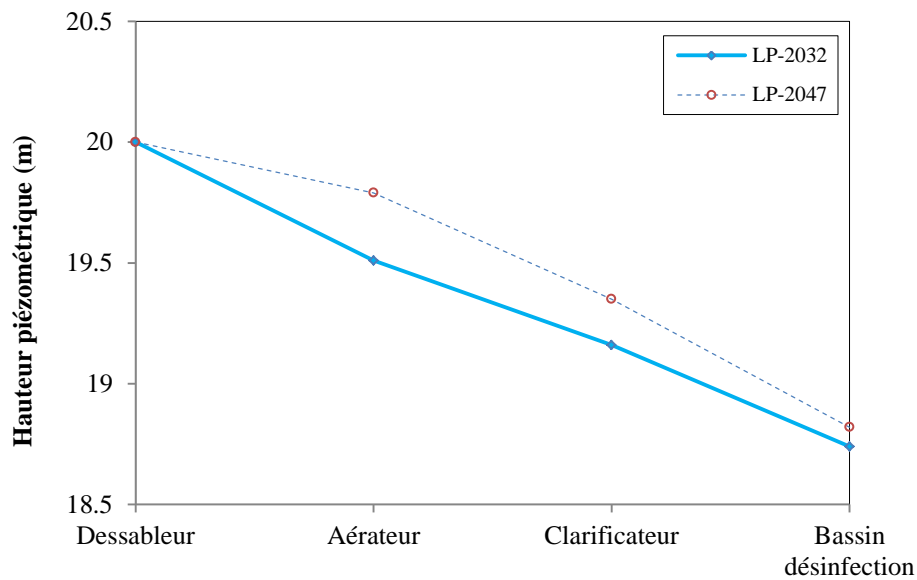


Figure VI.1: Profil hydraulique de la STEP pour 2032 et 2047

VI.1. Conclusion partielle

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, ainsi que les pertes de charge entre les ouvrages de la station pour les deux horizons d'étude (2032 et 2047).

Chapitre VII

Réutilisation des eaux usées épurées

Chapitre VII : Réutilisation des eaux usées épurées

VII.1. Introduction

Dans nos jours, tout le monde pense à la réutilisation des eaux usées épurées pour différentes causes (la rareté des sources hydriques qui est due aux changements climatiques en premier degré), et pour assurer une ressource alternative dans le but de combler le déficit en eaux et protéger les milieux naturels, la réutilisation des eaux usées épurées présente une solution efficace à cette problématique.

VII.2. Objectif de la réutilisation des eaux usées épurées

la réutilisation des eaux usées traitées est devenue l'une des solutions qui peut répondre au problème de pénurie de l'eau, cette utilisation permet de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité en accélérant le cycle d'épuration naturelle de l'eau et d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection du milieu environnant, aussi c'est une action volontaire qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler les déficits hydriques. Dans ce chapitre, nous allons voir comment réutiliser les eaux usées épurées pour :

- Le comblement du déficit en eaux.
- La recharge de la nappe.
- L'Irrigation.

VII.2.1. Comblement du déficit en eau

On peut réutiliser les eaux usées épurées dans différents domaines (usage potable, et usage non potable) afin d'atténuer la pression de l'utilisation de l'eau conventionnelle.

a) Le secteur industriel

La réutilisation industrielle des eaux usées et le recyclage interne sont désormais une réalité technique et économique. Pour certains pays et types d'industries, l'eau recyclée fournit 85 % des besoins globaux en eau [25]. Les secteurs les plus grands consommateurs en eau sont les centrales thermiques et nucléaires (eau de refroidissement) et les papeteries. La qualité de l'eau réutilisée est réglementée et dépend du type d'application ou de production industrielle [26]. La réutilisation industrielle peut se faire dans le secteur de l'énergie, dans les circuits de refroidissement fermés ou ouverts. Outre, cette réutilisation est possible dans les laveries industrielles, les stations de lavage de voiture, l'industrie du papier, la production d'acier, de textiles, les industries d'électroniques et de semi-conducteurs, etc. En Algérie, le seul exemple à

citer est celui de la STEP de Jijel, qui cède un volume de 15000 m³/mois d'eau usée au profit de la tannerie de Jijel [25].

b) Le secteur urbain

- Réutilisation pour un usage non-alimentaire

Les utilisations possibles d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses, et il en existe de multiples exemples à travers le monde. Ces projets concernent [27-30]:

- l'arrosage de parcs, de terrains de sport, de terrains de golf, d'aires de jeux.
- les piscines, les bassins pour la pêche et la navigation de plaisance.
- les eaux des sanitaires d'un immeuble ou d'un groupe d'immeubles.
- le lavage de voirie, réservoirs anti-incendie.

- Réutilisation pour un usage alimentaire (eau potable)

Le progrès technologique du métier de l'eau permet de produire une eau de très bonne qualité, même à partir des eaux usées. De nombreuses études ont conclu à l'absence d'objection pertinente à la réutilisation des eaux résiduaires correctement traitées à des fins potables. Toutefois, les principales contraintes pour ce type d'usage sont psychologiques et culturelles associées à la perception de l'eau usée comme dangereuse et malsaine. De ce fait, la tendance principale aujourd'hui est l'usage indirect, après un séjour temporaire de l'eau usée traitée dans le milieu naturel. En fonction de la destination de l'eau réutilisée, ce type de réutilisation peut être classé soit dans la catégorie de réutilisation potable, soit pour des usages non potables. Dans le premier cas, il faut souligner l'impact psychologique très positif de ce détour par le milieu naturel qui permet à l'eau destinée à la réutilisation de perdre son identité d'eau usée [26].

Tableau VII.1 : Types de réutilisation : exigences de mise en œuvre et de gestion [26]

	Applications	Exigences	Facteurs déterminants
Potable	<ul style="list-style-type: none"> - Production indirecte <i>d'eau potable</i> - Production directe d'eau potable 	<ul style="list-style-type: none"> - Etude des risques sanitaires - Qualité de l'eau (pathogène) - Traitement avancée - Dilution avec de l'eau naturelle 	<ul style="list-style-type: none"> - Manque d'eau et sécheresse - Autonomie en eau - Réapprovisionnement des nappes - Augmentation de la population - Contraintes de réglementation - Pénurie d'eau - Pas d'alternative (Windhoek) - Aide publique (Denver)
Non potable	<p>Irrigation en agriculture :</p> <ul style="list-style-type: none"> - cultures maraichères - arbres fruitiers - cultures industrielles - aquacultures <p>Activités récréatives :</p> <ul style="list-style-type: none"> - augmentation des cours d'eau pour la pêche, natation, etc. <p>Utilisations industrielles :</p> <ul style="list-style-type: none"> - eau de refroidissement - eau de process <p>Utilisations urbaines :</p> <ul style="list-style-type: none"> - irrigation de parcs, écoles - golfs, cimetières, résidences - protection incendie - recyclage en immeuble 	<ul style="list-style-type: none"> - Impact sur le sol - Qualité de l'eau (pathogène et salinité) - Traitement secondaire et désinfection - Qualité de l'eau (pathogène) - Qualité de l'eau (pathogène et salinité) - Traitement avancé - Qualité de l'eau (pathogène) - Système de distribution double - Augmentation de la population - Traitement tertiaire et désinfection 	<ul style="list-style-type: none"> - Manque d'eau et sécheresse - Alternative au rejet des effluents - Réduction de coût - Valeur fertilisante - Manque d'eau et sécheresse - Amélioration de l'environnement - Prix de l'eau - Autonomie d'eau - Manque d'eau et sécheresse - Politique de réutilisation des pouvoirs publics - Normes de rejet contraignantes - Amélioration de l'environnement

VII.2.2. La recharge de la nappe

La principale motivation concernant la recharge de nappe est la dégradation de sa qualité environnementale et/ou la diminution de sa réserve en eau [27]. Ce mode de réutilisation a lieu essentiellement dans des zones arides qui doivent faire face à des problèmes d'assèchement de nappes, ou dans des zones côtières où les nappes sont envahies par l'eau de mer [29]. Il existe deux moyens de recharger une nappe phréatique :

a) Par percolation : c'est le cas à Los Angeles, où 160000 m³ par jour d'effluents traités sont déversés dans des bassins gravitaires [29]. Le principal problème rencontré est celui des algues, qui pullulent dans les bassins. Les solutions préconisées sont variées : introduction de poissons, d'algicides, teindre l'eau pour empêcher la photosynthèse, faire circuler l'eau pour empêcher la stagnation, éviter le stockage dans des lacs peu profonds, éviter de laisser l'eau stagner trop longtemps et couvrir les réservoirs. Un autre problème est la formation d'un microfilm de vase, d'argile et de micro-organismes au fond du bassin qui bloque la percolation.

b) Par recharge directe : c'est le cas dans le comté d'Orange, en Californie. L'eau est injectée dans la nappe par plusieurs puits, disposés en ligne face à la nappe d'eau salée, et formant une véritable barrière. L'eau injectée est un mélange de deux tiers d'eaux épurées et d'un tiers d'eau de la nappe. Chaque jour, 57000 m³ sont déversés dans la nappe [30].

VII.2.3. Irrigation

Les eaux usées traitées constituent une ressource qui peut satisfaire les usages agricoles. Ces eaux sont plus riches en azote et phosphore que l'eau claire, donc leur réutilisation pour irriguer les cultures est une solution locale pertinente pour économiser et préserver l'eau [31].

La réutilisation des eaux usées en agriculture est une pratique millénaire qui a été développée par les anciennes civilisations, et qui a été utilisée également jusqu'au 20^{ème} siècle comme système d'épuration des eaux usées dans les champs d'épandage. En fait, le sol représente un filtre efficace avec jusqu'à une ou deux tonnes de micro-organismes "épurateurs" par hectare. Les eaux usées apportent non seulement de l'eau pour les cultures, mais aussi contribuent à l'amélioration des rendements par l'apport de nutriments.

A l'heure actuelle, l'intérêt principal de la réutilisation des eaux usées en agriculture est de pallier aux déficits hydriques et d'augmenter les rendements de la production agricole par un apport adéquat d'eau d'irrigation. Pour maintenir la production alimentaire, les efforts techniques et de recherche des dernières années ont été ciblés plutôt sur l'efficacité de l'irrigation par le développement des systèmes d'irrigation localisée (goutte-à-goutte) et/ou des réseaux équipés de capteurs et pilotés par ordinateur. Cependant, l'efficacité d'irrigation seule ne suffit pas à

résoudre les problèmes de déficits hydriques et l'apport d'une ressource alternative par la réutilisation des eaux usées devient une priorité de développement pour nombreux pays et régions [32].

VII.3. La réutilisation des eaux usées épurées en Algérie

Une enquête sur le terrain a été menée par une équipe de recherche, durant la période d'octobre 2014 à février 2015, à travers le recueil des données auprès des organismes concernés dont le Ministère des Ressources en Eaux (MRE), l'Office National d'Assainissement (ONA), les Stations d'Épuration des eaux usées (STEP) et les Stations de Lagunage (SL) de l'Algérie [25]. Les résultats obtenus montrent que les potentialités hydriques, y compris eaux de surfaces et eaux souterraines, s'élèvent à 18 milliards de m³. Elles restent très faibles par rapport à la demande croissante de la population. Quant aux ouvrages de traitement et d'épuration, leur nombre a augmenté d'une façon remarquable ses dernières années. Il est enregistré en 2015, 200 STEP et 350 stations de pompage [33]. Le volume annuel des eaux usées générée par la population algérienne est de 927 millions m³/an, dont, 700 millions m³/an sont traitées par l'ONA et réutilisées par les activités industrielles (3,1 millions m³/an), l'irrigation agricole (3.4 millions m³/an). En 2014, l'ONA compte 108 STEP en exploitation dont 60 SL. Le MRE compte 97 barrages pour le stockage de 9.1 milliards de m³ d'eau [25].

VII.3.1. Réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation

La réutilisation des eaux usées en agriculture est une pratique qui date des temps anciens. Selon le MRE, dès les années 1990, des programmes de réalisation et de modernisation d'ouvrages de traitement destinés à la réutilisation des eaux usées en irrigation ont été mis en œuvre.

Le ratio entre la réutilisation des eaux usées et l'affectation des ressources permet d'estimer la contribution de la réutilisation des eaux usées en irrigation. Cette contribution est de 13.37% dans le cas de la région hydrographique Chélif Zahrez, de 21.4% dans la région hydrographique Constantine- Seybousse - Mellegue, et de 34.92 % dans la région hydrographique Oranie-Chott Chergui. Cette dernière est nettement déficitaire en pluviométrie par rapport aux autres régions du Nord algérien (400 mm/an environ). La composante réutilisation des eaux usées en irrigation devient même prépondérante avec un ratio de 45%, voire 100% dans le cas du périmètre de Mléta dans la région de l'Oranie de l'Ouest algérien.

Par ailleurs, la réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation doit concerner en priorité les zones déficitaires en eau conventionnelle. Parmi les stations d'épurations exploitées par l'ONA à travers les 43 wilayas, quelques stations sont concernées par la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture. En 2011, le volume réutilisé est estimé à 17 millions de m³/an, afin d'irriguer plus de 10000 hectares de superficie agricoles. En effet ce potentiel de réutilisation des

eaux usées épurées à des fins agricoles a connu une évolution significative où environ 17 millions de m³ ont été enregistrés en 2011, environ 45 millions de m³ en 2012, 300 millions de m³ en 2014.

Durant le mois de Février 2018, un volume de 1.5 million de m³ d'eaux épurées par 17 STEP, ont servi à l'irrigation de 11062 hectares de superficies agricoles, soit un taux de la RE-USE de 40 % du volume épuré par les 17 STEP concernées et à 9% du volume total épuré par l'ensemble des 146 STEP en exploitation par l'ONA (ONA, 2018). Selon (ONA, 2019), pour le mois de Janvier 2019 ; la gestion et l'exploitation de 153 stations d'épuration, dont : 75 stations à boues activées, 75 stations de lagunage et 03 filtres plantés [25].

Dans les tableaux suivants qui démontrent clairement d'importants débits journaliers et mensuels qui peuvent être réutilisés en irrigation dans la majorité des Wilayas en Algérie ; c'est le trésor bleu qu'il faut exploiter [34].

Tableau VII.2 : Répartition des quantités des eaux usées traitées par zone (ONA, 2019)

Zone	Nombre de STEP	Débit nominal des STEP (m ³ /j)	Débit journalier des eaux brutes (m ³ /j)	Volume mensuel des eaux brutes (m ³)	Taux d'utilisation des capacités installées (%)
Oran	44	253066	172550	5349059	68
Tizi Ouzou	15	110046	41681	1292108	38
Sétif	11	230347	55492	1720264	24
Annaba	10	159370	57703	1788805	36
Chlef	5	58304	16203	502298	28
Constantine	7	140417	34633	1073627	25
Batna	13	83320	24822	769491	30
Tiaret	5	73560	46557	1443253	63
Saida	16	95372	42179	1307540	44
Alger	5	52500	22891	709621	44
Tamanrasset	3	20700	20238	626382	98
Laghouat	8	137284	57897	1794813	42
Béchar	2	12200	4760	147545	39
El Oued	4	76799	39964	1238875	52
Touggourt	2	9375	8167	253170	87
Ouargla	3	59507	35495	1100333	60
TOTAL ONA	153	1572167	681232	21118183	43

VII.3.2. Réutilisation des eaux usées épurées en milieu urbain

Les réutilisations d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses. En Algérie, les eaux usées épurées sont réutilisées principalement par la protection civile qui récupère un volume de 18763 m³/mois d'eau usée épurée de la STEP de Tipaza pour lutter contre les

incendies, et les collectivités locales qui récupèrent 12 m³/mois des eaux épurées pour le nettoyage de la ville à partir de la STEP de Boumerdes.

VII.4. Les normes et contrainte à respecter pour l'irrigation

VII.4.1. Salinité

L'excès de teneur en sel est l'un des soucis principaux de l'eau utilisée pour l'irrigation. Une concentration élevée en sel dans l'eau ou dans les sols affectera négativement le rendement des récoltes, provoquera une dégradation des sols et une pollution des eaux souterraines. En général, l'eau réutilisée pour l'irrigation doit avoir un degré faible ou moyen de salinité [35].

Tableau VII.3: Les normes à respecter pour la salinité

Risque	TDS (mg/L)	(dS/m) ou (mmhos/cm)
Nul	< 500	< 0.75
Léger	500 - 1000	0.75 - 1.5
Modéré	1000 - 2000	1.5 - 3.00
Sévère	> 2000	> 3.0

VII.4.2. Degré d'alcalinisation (SAR)

L'index utilisé est le rapport d'adsorption du sodium (SAR) qui exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium [35].

Tableau VII.4 : Les normes à respecter (SAR)

Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation		
	SAR	Observation
Nul	< 3.0	Pas de restriction sur l'utilisation d'eau.
Léger à modéré	3.0 - 9.0	Entre 3 et 6, une attention particulière doit être portée sur les récoltes sensibles. Entre 6 et 8, du gypse doit être utilisé. Récoltes non sensibles. Des échantillons de sol doivent être prélevés et examinés tous les 1 ou 2 jours pour déterminer s'il y a une augmentation des teneurs en Sodium.
Elevé	> 9.0	Domage sévère.

VII.5. Défis et contraintes à respecter pour l'irrigation

VII.5.1. Aspects législatifs et sanitaires

- Problèmes de santé publique liés aux pathogènes éventuels dans les eaux usées non traitées.
- Absences de réglementation et des incitations à la réutilisation.
- Droit sur l'eau: qui possède l'eau recyclée et qui récupère les revenus.
- Exploitation inappropriée et/ou qualité non-conforme.

VII.5.2. Aspects sociaux-légaux

- Acceptation publique de la réutilisation.
- Répartition des responsabilités.

VII.5.3. Aspects économiques

- Financement des infrastructures (traitement tertiaire et réseau de distribution) et des coûts d'exploitation.
- Recouvrement des coûts aléatoires.
- Demande saisonnière pour l'irrigation et besoin de stockage.
- Faible prix de l'eau potable (subventionnée) surtout pour les agriculteurs.
- Responsabilité pour la perte potentielle du revenu de la vente d'eau potable [36].

VII.5.4. Aspects environnementaux et agronomiques

- La présence de beaucoup de sels, bore, sodium et autres micropolluants peut avoir des effets négatifs sur certaines cultures et sols.

VII.5.5. Aspects technologiques

- Une grande fiabilité d'exploitation est requise.
- Importance du choix de la filière de traitement.

VII.6. Conclusion partielle

Il semble que la réutilisation des eaux usées épurées est devenue incontournable, compte tenu de la rareté de l'eau et le déficit des ressources hydriques.

Comme notre zone d'étude possède des grandes superficies des orangers qui sont des cultures qui demandent un sol bien drainé sableux et riche, et un bien arrosage durant la première année suivant la plantation. A l'occasion nous pensons à garantir des quantités d'eaux épurées destinées à irriguer ces superficies on respectant les normes de qualité d'eau d'irrigation de ce type de culture (les eaux destinées à irriguer les orangers doit avoir un degré faible à moyen de salinité < 500 mg/L et un degré d'alcalinisation SAR < 3.0) pour qu'il y aura pas de restriction sur l'utilisation de ces eaux ; par conséquent, on aura des réserves importantes d'eau destinée à l'irrigation et donc l'augmentation du rendement agricole de cette zone.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif du traitement des eaux résiduaires est l'obtention d'une eau épurée qui répond aux normes de rejets imposées par la législation et par suite, être évacuée dans le milieu naturel ou réutilisée.

Dans cette optique, nous avons dimensionné une station d'épuration fonctionnant à boues activées pour le nouveau pôle urbain Ighzar Ouzarif de la commune de Oued Ghir (Bejaia) pour deux horizons (2032 et 2047).

Ce traitement biologique est bien adapté à la zone d'étude et présente plusieurs avantages :

- L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.
- Une stabilisation (minéralisation) des boues secondaires au sein même du bassin d'aération ou selon les cas dans des bassins séparés.
- Une production de faibles quantités de boues plus ou moins fermentescibles nécessitant parfois une stabilisation séparée des boues.
- Une exploitation non compliquée.
- Un rendement d'épuration élevé.

Compte tenu de la rareté de l'eau, nous recommandons à ce que les eaux usées traitées soient réutilisées et les boues produites soient valorisées à des fins agricoles, sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement. Il importera également que les techniques de réutilisations des eaux usées soient soumises à des contrôles réguliers. De plus cette option devra être appuyée par des campagnes d'explication et de sensibilisation auprès des utilisateurs, et elle doit être conçue dans le cadre d'une stratégie globale de l'économie de l'eau.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liés à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Z. Guendouz, N. Mekki, Dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville de Sidi Aich (Béjaia). *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique Urbaine*, Université de M'sila, 2019.
- [2] Direction des ressources en eau de la Wilaya de Béjaia (DRE), 2022.
- [3] O. Bentoumi, W.E. Hammou, L'apport de la télédétection et des SIG dans l'étude de l'évolution du couvert végétal du sous bassin Oued Soummam. *Mémoire de fin d'études, Master en Ouvrages Hydrauliques*, Université de M'sila, 2021.
- [4] F. Moussaoui, K. Boutchicha, Etude et dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville de Sidi Aissa - M'sila. *Mémoire de fin d'études, Ingénieur d'Etat en Hydraulique Urbaine*, Université de M'sila, 2011.
- [5] M. Torki et M. Atmaniou, Etude et conception d'une STEP à la ville d'Akbou, Wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Ingénieur d'Etat en Hydraulique Urbaine*, Université A-Mira de Bejaia, 1999.
- [6] Direction d'hydraulique de la wilaya de M'sila (DHW), 2023.
- [7] A. Belarbia et K. Belmiloud, Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, Wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique Urbaine*, Université de Bejaia, 2015.
- [8] M. Satin, B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement. 3^{ème} Edition, Le Moniteur, 2006.
- [9] J.P. Bechac, P. Boutin. B. Mercier, P. Nuer, Traitement des eaux usées. Paris, Eyrolles, 281 p, 1984.
- [10] C. Cardot. A. Gilles, Analyse des eaux. Ellipses, 2013.
- [11] A. Rahmani, Epuration des eaux usées de la région de N'goussa (Ouargla) par des végétaux performances épuratoires. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Ouargla, 2015.
- [12] Office National d'Assainissement de la Wilaya de Béjaia, 2022.
- [13] M. Ouali, Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux. 2^{ème} édition, Office des Publications Universitaires, Alger, 107 p, 2008.
- [14] G. Chevalier, Conception d'une station de traitement des eaux usées dans une commune rurale. Université François- Rabelais, Tours, (2014/2015).
- [15] C. Boutin, Eléments de comparaison technique et économiques des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. p 34 - 47, 22 mars 2010.
- [16] B. Merzouk, Cours Epuration des eaux usées, Université de M'sila, 2022.
- [17] P. Perera et B. Baudot, Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités. Office des Publications Officielles des Communautés Européennes, Luxembourg, 2001.
- [18] R. Salghi, Notes Théoriques - Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées. Ecole Nationale des Sciences Appliqués d'Agadir- Maroc, 2017.
- [19] M. Bouhoreira, K. Boukaka, Dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville d'Adrar. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Ouargla, 2016.
- [20] F. Edeline, L'épuration biologique des eaux : Théorie et technologie des réacteurs. 4^{ème} Edition, Liège, Cebedoc, 1998.
- [21] W. Eckenfelder, Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Tec. Et Doc. Lavoisier, 1982.
- [22] M. Mekhici, Dimensionnement d'une station de relevage et conduite de refoulement vers la station de Bouzedjar. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Ain Temouchent, 2016.

- [23] S. Amirouche, S. Ait Hamou, Dimensionnement des collecteurs de la station d'épuration de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Bejaia, 2017.
- [24] E. Mokhtari , Cours Alimentation en eau potable , Chapitre Adduction des eaux, Université de M'sila, 2022.
- [25] L. Bouchaalal, N. Charchar, A.E. Gherib, Ressources Hydriques: Traitement et réutilisation des eaux usées en Algerie. *Algerian journal of arid environment*, 7 (1), 84 – 95, 2017
- [26] <https://WWW.u-picardie.fr/beauchamp/duce/ecosse/ecosse.htm>
- [27] [https://WWW.rapport-gratuit.com/les-procèdes-biologiques d'épuration](https://WWW.rapport-gratuit.com/les-procèdes-biologiques-d'épuration)
- [28] <https://hal.inrae.fr/hal-02595053/document>
- [29] https://www.orsidf.org/fileadmin/DataStorageKit/ORS/Etudes/2004/Etude2004_2/REURapport_1_.pdf
- [30] M. Charabi, Possibilité de réutilisation des eaux épurées et valorisation des boues de la station d'épuration de Boumerdes. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Ecole nationale supérieure d'Hydraulique, Blida, 2016
- [31] <https://www.inrae.fr/actualites/irriguer-eaux-usees-traitees-plateforme-experimentale>
- [32] <https://maji-solutions.com/fr/reutilisation-des-eaux-usees-en-agriculture/>
- [33] T. Asano, Wastewater reclamation and reuse. Water quality management library, 1998
- [34] http://archives.univ-biskra.dz/bitstream/123456789/14949/1/larab_salim.pdf
- [35] <https://WWW.lenntech.fr./applications/irrigation/salinité-risque-irrigation.htm>
- [36] [https://agronomie.info/fr/notion-de-la-réutilisation-des-eaux usées/](https://agronomie.info/fr/notion-de-la-réutilisation-des-eaux-usées/)

Annexes

Annexe 1

Gamme des tubes PEHD de pression nominale 10 Bars

	Gamme tubes PEHD de pression nominale 10 Bar			
Code	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Pression (Bar)	Conditionnement
640.06.020.09	20	..	10	Rx 100MI
640.06.025.09	25	..		Rx 100MI
640.06.032.09	32	2.0	10	Rx 100MI
640.06.040.09	40	2.4	10	Rx 100MI
640.06.050.09	50	3.0	10	Rx 100MI
640.06.063.09	63	3.8	10	Rx 100MI
640.06.075.09	75	4.5	10	Rx 100MI
640.06.090.09	90	5.4	10	Rx 100MI
640.06.110.09	110	6.6	10	Rx 100MI
640.06.125.09	125	7.4	10	Tb 6 / 12MI
640.06.160.09	160	9.5	10	Tb 6 / 12MI
640.06.200.09	200	11.9	10	Tb 6 / 12MI
640.06.250.09	250	14.8	10	Tb 6 / 12MI
640.06.315.09	315	18.7	10	Tb 6 / 12MI
640.06.400.09	400	23.7	10	Tb 6 / 12MI
640.06.500.09	500	29.7	10	Tb 6 / 12MI
640.06.630.09	630	37.4	10	Tb 6 / 12MI

KCM250R 22062NL-E

Caractéristiques requises

Débit	681 m³/h
Hauteur de refoulement	15.6 m
Fluide	Eaux usées
Température	20 °C
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	337 m³/h
Hauteur de refoulement	15.3 m
Puissance absorbée	21.7 kW
Rendement	64.3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	21.3 m
Orif. de refoulement	250 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	163 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	970 1/min
Nombre de pôles	6
Puissance nominale P2	25 kW
Courant nominal	50 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

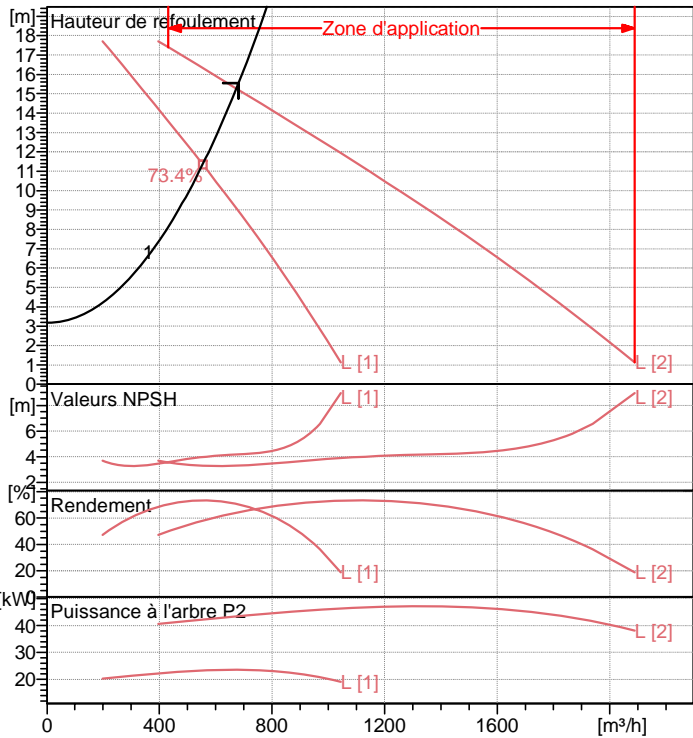
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	0.998 kg/dm³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	633 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Fonte grise
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. coté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



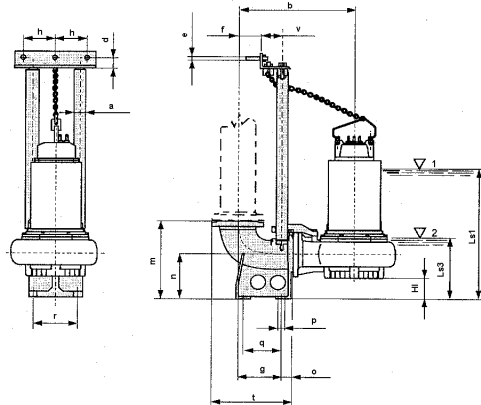
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [m³/h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- ?a" = 3
- ?e = 12.5
- ?X = 22
- b = 1020
- d = 35
- DN = PN10
- DNp = PN10
- f = 245
- g = 365
- h = 157.5
- HI = 180
- J = 400
- K = 445
- Ls1 = 1330
- Ls3 = 585
- m = 700
- o = 85
- p = 24
- q = 425
- r = 310
- t = 673
- v = 117
- W = 12



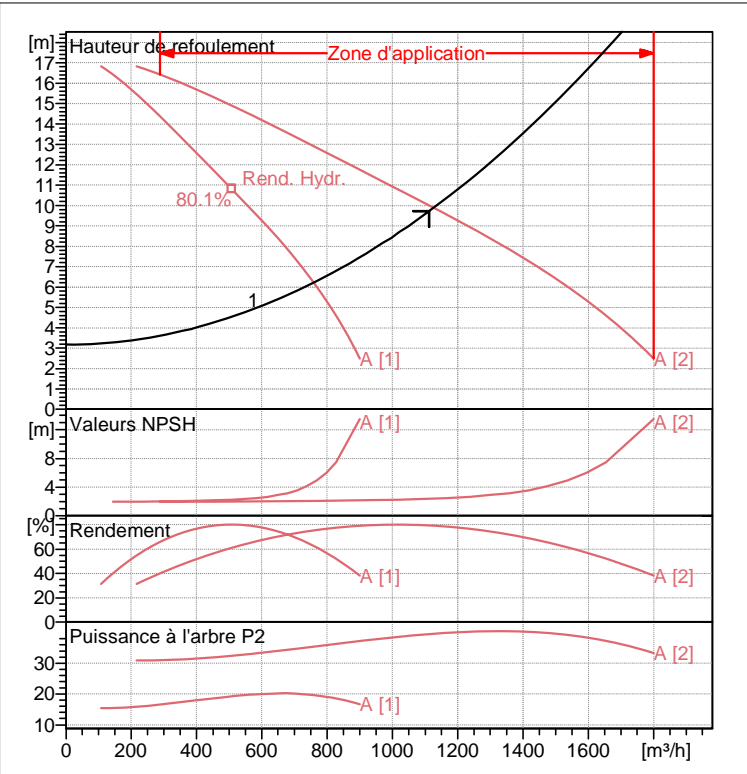
Notes:



Date 28.01.2011	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

KCM250Z 18582NA-E	
Caractéristiques requises	
Débit	1110 m ³ /h
Hauteur de refoulement	9.72 m
Fluide	Eaux usées
Température	20 °C
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	563 m ³ /h
Hauteur de refoulement	9.89 m
Puissance absorbée	19.8 kW
Rendement	79.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	17.6 m
Orif. de refoulement	250 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	163 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	730 1/min
Nombre de pôles	8
Puissance nominale P2	21 kW
Courant nominal	44 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0.998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	653 kg

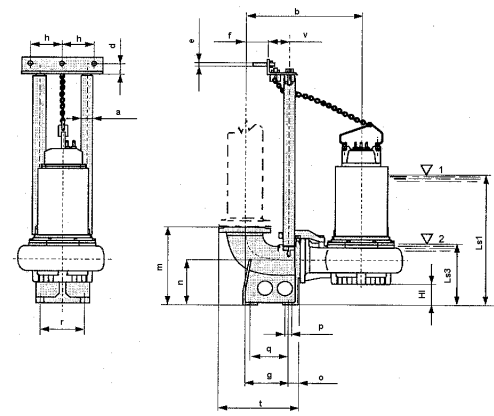
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Fonte grise
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. coté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [m ³ /h]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- ?a" = 3
 - ?e = 12.5
 - ?X = 22
 - b = 1020
 - d = 35
 - DN = PN10
 - DNp = PN10
 - f = 245
 - g = 365
 - h = 157.5
 - HI = 180
 - J = 400
 - K = 445
 - Ls1 = 1330
 - Ls3 = 585
 - m = 700
 - o = 85
 - p = 24
 - q = 425
 - r = 310
 - t = 673
 - v = 117
 - W = 12



Notes:			
Date 28.01.2011	Page 1	Offre n°	Pos.N°