



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Réutilisation des eaux non conventionnelle

THEME :

Conception d'une STEP des eaux usées de la commune d'Oued Rhiau (Wilaya de Relizane) en vue de leur réutilisation en irrigation.

Présenté par :
SEBAA Samia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOU DAR Dahbia	M.A.A	Président
SADOUNE Samra	M.C.B	Examinatrice
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
BETATACHE Hayat	M.C.B	Promotrice

Session : Novembre 2020

Dédicace

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

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

♣ MON *cher PERE* qui m'a donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

♣ A mon Ami *AMINE*, pour ces conseils, son soutien moral et pour tout ses effort.

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

Remerciement

Je remercie avant tout DIEU de m'avoir donné la volonté et la santé pour réaliser ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma profonde gratitude à :

♣ Mon promoteur *M^{me} Hayat BETATACHE* à qui je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'elle m'a accordée afin de réaliser ce travail, professionnels ou tout simplement humains, ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, qu'elle a su me prodiguer aux moments opportuns.

♣ Mes Enseignants de *U'ENSH* pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

♣ Je remercie toutefois tout les personnes de la direction d'hydraulique de la wilaya de **RELIZANE**.

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail, qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

الملخص:

في الجزائر، الزحف الحضري و الاكتظاظ السكاني الملاحظ خاصة في المدن الكبرى أدى إلى مشاكل التلوث و لذلك فالسلطات استثمرت السنوات الأخيرة في مشاريع انجاز محطات تصفية المياه المستعملة بتقنية الحماة المنشطة لتحديد أبعاد المحطة تتبع عدة مراحل.

عملنا الحالي يهدف إلى إقامة محطة لتطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة واد رهيو بولاية غليزان و هذا يهدف إلى المحافظة على الوسط الطبيعي، حماية المحيط " واد رهيو" و حماية الصحة العمومية و أيضا لأجل إعادة الاستعمال المياه في السقي الأراضي الفلاحية.

Résumé :

En Algérie, les extensions urbaines et les surpopulations enregistrer surtout dans les grandes villes a engendré des problèmes accrus en termes de pollution. Et c'est la raison pour laquelle les autorités se sont investies ces dernières années dans la réalisation des stations d'épuration des eaux usées urbaine. Notre présent travail consiste à dimensionner les ouvrages d'une station d'épuration des eaux usées au niveau de la ville d'Oued Rhiau de la wilaya RELIZANE et cela dans le but de préserver et protéger le milieu naturel, récepteur (oued rhiau) et la santé publique ainsi que pour exploiter les eaux de ce dernier pour l'irrigation.

Abstract :

In Algeria, urban extensions and overcrowding, especially in large cities, have led to increased problems in terms of pollution. That is why the authorities have recently invested in the realization of wastewater treatment plants. Accordingly, this work aims to dimension the necessary structures of wastewater treatment plant in the city of Oued Rhiau (RELIZANE) in order to protect the environment and the public health, and to reuse the treated water in crop irrigation.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....

Chapitre I : présentation de la ville

I.1.Introduction.....	1
I.2.Situation géographique du site.....	1
I.3.Situation topographique.....	2
I.4.Situation climatique.....	2
I.4.1.Le climat	2
I.4.2.Le température.....	2
I.4.3.L'ensoleillement.....	3
I.4.4.La pluviométrie	4
I.4.6.Le vent	5
I.4.7.Humidité relative	6
I.5.Sismicité de la région	6
I.6.La géologie	6
I.7.Hydrologie	8
I.8.Situation démographique.....	8
I.9.Les équipements.....	8
I.10.Activités socio-économique.....	10
I.11.Situation hydraulique.....	10
I.12. Conclusion	11

Chapitre II : Les procédés d'épuration des eaux usées

II.1.Introduction	12
II.2.Généralité sur les eaux usées	12
II.2.1.Origine des eaux usées :	12
II.2.2.Les différents types de pollution :.....	12
II.3.Les procédés d'épuration des eaux usées	13
II.3.1.Le Relevage :	14
II.3.2.Prétraitement :	14

II.3.3. Les traitements primaires :.....	16
II.3.4. Les traitements secondaires (traitement biologique) :.....	18
II.3.4.1. Les procédés intensifs :.....	18
II.3.4.2. Les procédés extensifs :.....	23
II.3.5. Le traitement tertiaire :.....	24
II.3.6. Traitement des boues :.....	28
II.3.6.1. Epaissement :.....	29
II.3.6.2. Séchage des boues :.....	29
II.5. Situation actuelle de l'épuration en Algérie.....	29
II.6. Conclusion.....	30

Chapitre III : Réutilisation des eaux usées épurées

III.1. Introduction.....	31
III.2. La réutilisation des eaux usées épurée.....	31
III.2.1. Définition :.....	31
III.2.2. Application :.....	31
III.3. Catégories de réutilisation de l'eau épurée.....	32
III.3.2. Utilisation urbaines et récréatives non restreintes et irrigation des cultures vivrières :	32
III.3.3. Utilisation urbaines et récréatives restreintes, irrigation de culture non vivrières ou de cultures transformées avant consommation :.....	33
III.3.4. Réutilisation et recyclage industriels :.....	33
III.4. Normes de qualité des eaux en irrigation.....	33
III.5. Contrainte de la réutilisation des eaux usées épurées.....	38
III.6. Conclusion.....	39

Chapitre IV : Estimation du besoin et des charges polluantes

IV.1. Introduction.....	40
IV.2. Estimation des besoins en futur.....	40
IV.2.1. besoin domestique :.....	40
IV.2.2. Besoin équipements :.....	41
IV.2.3. Calcul besoin total :.....	42
IV.3. Estimation des charges.....	43
IV.3.1. Les charges hydrauliques.....	43
IV.3.1.1. Calcul des débits des eaux usées évacue.....	43
IV.3.2. Evaluation des charges polluantes :.....	45

IV.3.2.1. La charge moyen journalier en DBO ₅ :	45
IV.3.2.2. La charge moyenne journalière en DCO	45
IV.3.2.3. La charge moyen journalier en MES	45
IV.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N)	45
VI.4. Conclusion	46

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.1. Introduction	47
V.2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration	47
V.2.1. Prétraitement	48
V.2.1.1. Dégrillage	48
V.2.2.2. Dessablage-Déshuilage	52
V.2.2. Traitement primaire (décanteur primaire)	54
V.2.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire	54
V.2.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées :	56
V.2.3. Traitement secondaire	57
V.2.3.1. Bassin biologique à faible charge :	57
V.2.3.2. Bassin biologique à moyen charge	64
V.2.4. Traitement tertiaire	70
V.2.4.1. Dimensionnement d'un filtre à sable	70
V.2.4.2. Dimensionnement du rétro-lavage	72
V.2.4.3. Dose de l'ozone à injecter	74
V.2.5.1. Dimensionnement de l'épaisseur à faible charge :	76
V.2.5.5. Dimensionnement du digesteur	81
V.3. Conclusion	84

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1. Introduction	85
VI.2. Déversoir d'orage	85
VI.2.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage :	85
VI.2.2. Type des déversoirs	86
VI.3. Dimensionnement de la conduite de fuite	88
VI.4. Dimensionnement de la conduite By-pass	89
VI.5. Profil hydraulique	90

VI.5.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration	90
VI.5.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages.....	90
VI.5.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrage ainsi que les pertes de charge	91
VI.5.3. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	93
VI.5.3.1.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques :.....	93
VI.6. Station de relevage.....	95
VI.6.1.Dimensionnement de la station de relevage	95
VI.6.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement.....	96
VI.6.1.2. Caractéristiques des pompes.....	96
VI.6.1.4. Dimensionnement de la bêche	98
VI.6.Conclusion	100

Chapitre VII : Gestion d'exploitation de la station d'épuration

VII.1.Introduction.....	101
VII.2. La gestion de la station d'épuration	101
VII.3.Les objectif de la gestion de la STEP.....	101
VII.4. Le chef d'exploitation de la station d'épuration	101
VII.5. Moyens et techniques d'exploitation de la station d'épuration	101
VII.6.L'entretient et le suivi des équipements de la station d'épuration.....	102
VII.6.1.L'entretien du dégrilleur	102
VII.6.2. L'entretient du déssableur.....	103
VII.6.3. L'entretient du traitement biologique (boues activées)	104
VII.6.5. L'entretient du décanteur secondaire (clarificateur).....	104
VII.7. Les avantages et les inconvénients de la station d'épuration.....	105
VII.8.Hygiène et sécurité	105
VII.8.1.Les risque	105
VII.9. Conclusion.....	106

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la ville

Tableau I.1 : Les valeurs mensuelles de la température	2
Tableau I.2 : D'enseillements mensuels moyens.....	3
Tableau I.3 : Distribution des précipitations mensuelles moyennes.....	4
Tableau I.4 : Evaporation mensuelle et annelle	4
Tableau I.5 : Les valeurs mensuelles moyennes et maximales des vitesses du vent.....	5
Tableau I.6 : La distribution mensuelle moyenne de l'humidité	6
Tableau I.7 : Population future du centre urbain.....	8
Tableau I.8 : Réparation des équipements scolaires par palier.....	9
Tableau I.9 : Réparation des équipements administratifs.....	9
Tableau I.10 : Réparation des équipements publique	9
Tableau I.11 : Réparation des équipements sportive.....	10
Tableau I.12 : Débits des forages.....	10

Chapitre II : Les procédés d'épuration des eaux usées

Tableau II.1 : Les avantages et les inconvénients de traitement physico-chimique.....	17
Tableau II.2 : Classement des procédés par boues activés	19
Tableau II.3 : Les avantages et les inconvénients du procédé à boues activés.....	20
Tableau II.4 : Les avantages et les inconvénients de disque biologique.....	22
Tableau II.5 : Les avantages et les inconvénients des lits bactériens.....	22
Tableau II.6 : Les avantages et les inconvénients du lagunage	24
Tableau II.7 : Les avantages et les inconvénients des technique au traitement tertiaire.....	27

Chapitre III : Réutilisation des eaux usée épurée

Tableau III.1 : Les paramètres physico-chimiques.....	34
Tableau III.2 : Les paramètres toxicologiques.....	35
Tableau III.3 : Les paramètres microbiologique.....	36
Tableau III.4 : Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.....	36
Tableau III.5 : Recommandation de l'OMS.....	37
Tableau III.6 : Les avantages et les inconvénients de la REUE.....	39

Chapitre IV : Estimation des besoins et des charges polluantes

Tableau IV.1 : Consommation en eau de la ville d'OUED RHIOU.....	40
Tableau IV.2 : Récapitulatif des besoins en eau	41
Tableau IV.3 : Débit de rejet des eaux usées.....	43
Tableau IV.4 : Les débits de points en temps sec et au temps de pluie pour différent horizons.....	43
Tableau IV.5 : Les débits de points en temps de pluie pour différent horizons.....	44
Tableau IV.6 : Les charges polluantes.....	46

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	47
Tableau V.2 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	48
Tableau V.3 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier.....	49
Tableau V.4 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin.....	50
Tableau V.5 : Les valeurs de δ	51
Tableau V.6 : Les résultats de calcul des dégrilleurs.....	52
Tableau V.7 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage	52
Tableau V.8 : Pourcentage de MVS.....	53
Tableau V.9 : Dimensionnement du dessableur –déshuileur.....	54
Tableau V.10 : Les valeurs limitent en fonction de K.....	55
Tableau V.11 : Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire.....	57
Tableau V.12 : Résultats de calcul de l'horizon 2050 à faible charge.....	63
Tableau V.13 : Résultats de calcul de clarificateur à moyen charge.....	69
Tableau V.14 : Résultats de calcul de bassin d'aération pour l'horizon 2050 à moyen Charge	69
Tableau V.15 : Propriétés du lit de filtration.....	72
Tableau V.16 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.....	72
Tableau V.17 : Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2050.....	73

Tableau V.18 : Résultats de calcul du bassin de désinfection par ozone pour l'horizon 2050.....	75
Tableau V.19 : Résultats de calcul des ouvrages de traitement de boues à faible charge.....	79
Tableau V.20 : Résultats de calcul des ouvrages de traitement de boues à moyen charge.....	83

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Tableau VI.1 : Côtes du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.....	90
Tableau VI.2 : Longueur de chaque tronçon.....	92
Tableau VI.3 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP.....	95
Tableau VI.4 : Les données de la station de relevage.....	95
Tableau VI.5 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage.....	99

Chapitre VII : Gestion d'exploitation de la station dépuratoire

Tableau VII.1 : Les rôles des personnes dans la STEP.....	102
Tableau VII.2 : L'entretien du dégrilleur.....	102
Tableau VII.3 : L'entretien du dessableur	103
Tableau VII.4 : L'entretien du déshuileur	103
Tableau VII.5 : L'entretien traitement biologique.....	104
Tableau VII.6 : L'entretien du décanteur secondaire.....	104
Tableau VII.7 : Les avantages et les inconvénients de la station d'aération.....	105

LISTE DE FIGURE

Chapitre I : Présentation de la ville

Figure I.1 : La situation géographique de la ville d'OUED RHIOU	1
Figure I.2 : Représentation moyennes mensuelles des températures.....	2
Figure I.3 : Représentation de l'ensoleillement mensuel moyen.....	3
Figure I.4 : Variation mensuelle de la pluie annuelle d'OUED RHIOU.....	4
Figure I.5 : Représentation de l'évaporation mensuelle	5
Figure I.6 : Représentation de vitesse mensuelle du vent moyen et maximal.....	5
Figure I.7 : Représentation d'humidités mensuelles moyennes (%).....	6
Figure I.8 : Esquisse de la carte géologique de la zone d'étude.....	7

Chapitre II : Les procédée d'épuration des eaux usées

Figure II.1 : Filière de traitement des eaux usée de la station d'épuration	13
Figure II.2 : Schéma d'un dégrilleur	15
Figure II.3 : Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés.....	16
Figure II.4 : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	17
Figure II.5 : Boues activée	18
Figure II.6 : Schéma de principe d'une filière de type disque biologique.....	21
Figure II.7 : Lit bactérienne.....	22
Figure II.8 : Lagunage naturel.....	23
Figure II.9 : Le principe d'un lagunage aéré.....	23
Figure II.10 : Unités avec filtre charbon actif série modulaire pour élimination de odeurs.....	26
Figure II.11 : Les rayons ultraviolets.....	27
Figure II.12 : Filtration tertiaire.....	27
Figure II.13 : Filtre charbon actif	28

Chapitre III : Réutilisation des eaux usées épurées

Figure III.1 : Répartition par secteur et localisation des expériences mondiales les plus importantes en réutilisation des eaux résiduaires urbaines.....32

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Figure V.1 : Filtre classique ouvert.....70

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Figure VI.1 : principe de déversoir d'orage.....86

Chapitre VII : Gestion d'exploitation de la station d'épuration

Figure VII.1 : L'entretien d'un bassin d'une STEP.....102

LISTE DES PLANCHE

Planche n°1 : Vue en plan de la station

Planche n°2 : Profil Hydraulique

Planche n°3 : Ouvrages de la station d'Oued Rhiou (W.Relizane)

INTRODUCTION GENERALE

L'eau a une valeur incontestable, qu'elle soit utilisée pour la consommation humaine, l'agriculture, les loisirs, le transport ou la production d'énergie.

Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

Les contraintes du climat, la croissance démographique, les transformations économiques et sociales de la ville OUED RHIOU de la wilaya RELIZANE sont à l'origine d'une demande en eau sans cesse croissante.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la ville d'OUED RHIOU se déverse directement dans l'oued sans aucun traitement préalable.

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville d'OUED RHIOU a pour objectif de protéger cet oued contre la pollution et de réutiliser l'eau traitée dans l'irrigation des cultures avoisinantes et ce pour faire face aux demandes croissantes en ressources en eau de ce secteur qui souffre depuis quelques années d'insuffisance.

C'est à partir de cette vision que nous avons jugé nécessaire et opter à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine, située juste à l'amont de l'oued, comme solution durable, pour traiter que toutes les eaux usées de la ville ne soient réutilisées.

Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en différentes parties à savoir :

- ✚ La présentation de la ville ;
- ✚ Les procédés d'épuration des eaux ;
- ✚ Réutilisation des eaux usées épurées ;
- ✚ Estimation des besoins et des charges polluantes ;
- ✚ Dimensionnement de la station d'épuration pour l'horizon 2050 ;
- ✚ Calcul hydraulique ;
- ✚ Gestion d'exploitation de la station d'épuration ;



Chapitre I :

Présentation de la ville

I.1.Introduction

Dans ce chapitre on va présenter la daïra d'Oued Rhiou, en commençant d'abord par sa situation géographique, géologique, topographique ainsi que les caractéristiques hydrauliques de la zone et ses données climatologiques. Après nous allons déterminer la situation démographique et on finit par une étude de choix du site.

I.2.Situation géographique du site

La commune d'**Oued Rhiou** est une daïra qui s'étend sur une superficie de 98,62 km² avec une densité de 651 hab/ km². Elle se trouve à l'est de la wilaya RELIZANE.

Elle est traversée par trois axes de communication d'importance nationale.

- La route nationale N° 04 et N° 90 ;
- La voie ferrée Alger- Oran ;

Elle se trouve localisée à 255 KM d'Alger et à 185 KM d'Oran.

La commune d'**Oued Rhiou** est délimitée par :

- Au Nord par la commune de **MAZOUNA**.
- Au Sud par la commune d'**AMMI MOUSSA**.
- A l'Est par la commune de **BOUKADIR**.
- A l'Ouest par la commune de **DJEDIOUIA**.



Source : DRE Relizane

Figure I.1 : La situation géographique de la ville d'Oued Rhiou

Les coordonnées sont :

X (308,100 ; 308,600) ; Y (3984 ,6 ; 3984,200).

I.3.Situation topographique

La ville d'OUED RHIOU repose sur un terrain qui présente une dénivelée qui varie de 0 à 110m du Nord- ouest au Nord-est. Le centre-ville est un terrain plus au moins plats.

I.4.Situation climatique

I.4.1. Le climat

Le climat d'OUED RHIOU est de type semi-aride caractérisé par une influence marine à cause de sa position sur la montagne DAHRA.

I.4.2. La température

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Les valeurs des températures sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les valeurs mensuelles de la température [1]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	MA
Tmoy(°c)	21,7	18,7	16,8	15,3	15,4	13,01	14,4	16,7	18,6	22,1	24,1	25,2	18,5
Tmax (°c)	32,1	26,7	20,3	16,7	16,0	17,5	21,5	22,9	26,8	32,8	37,5	36,7	25,6
Tmin (°c)	18,4	14,8	9,7	7,2	5,8	6,4	8,5	9,7	13,3	17,9	21,3	21,3	12,9

Source : ONM (2018)

Les valeurs de température mensuelles moyenne, minimal et maximale sont représentées dans la figure 2 suivante :

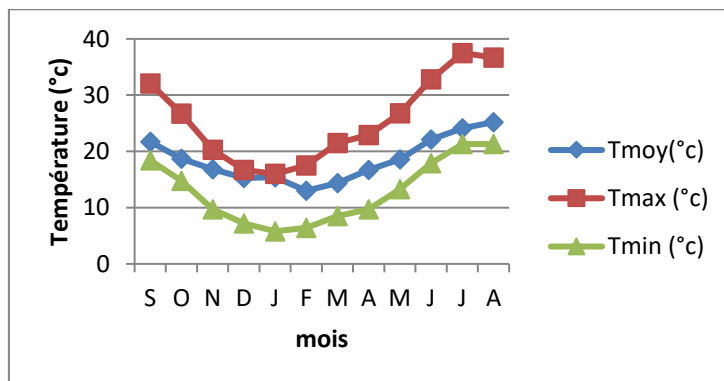


Figure I.2 : Représentation moyennes mensuelles des températures

La lecture du tableau nous permet de remarquer que les températures enregistrent entre le mois de juin et septembre un maximum atteignant au moins d'Aout (25,2°C) ; le minimum est atteint au moins de février (13,0 °C). la température moyenne annuelle est de 18,5 et de ce fait, nous la considérons comme des températures favorables au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

I.4.3. L'enseillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration, et ce en rapport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'élément fondamentaux.

Les valeurs d'enseillement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : D'enseillements mensuels moyens [1]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MA
Ensoleillement (heure)	168	201	256	270	304	307	332	318	274	236	204	165	252,8

Source : ONM (2018)

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans la commune d'Oued Rhiou.

Les valeurs les plus importantes de l'insolation sont enregistrées en période allant du moins d'avril au moins du septembre, la valeur la plus élevée est celle du moins de juillet (332 heure/jour).

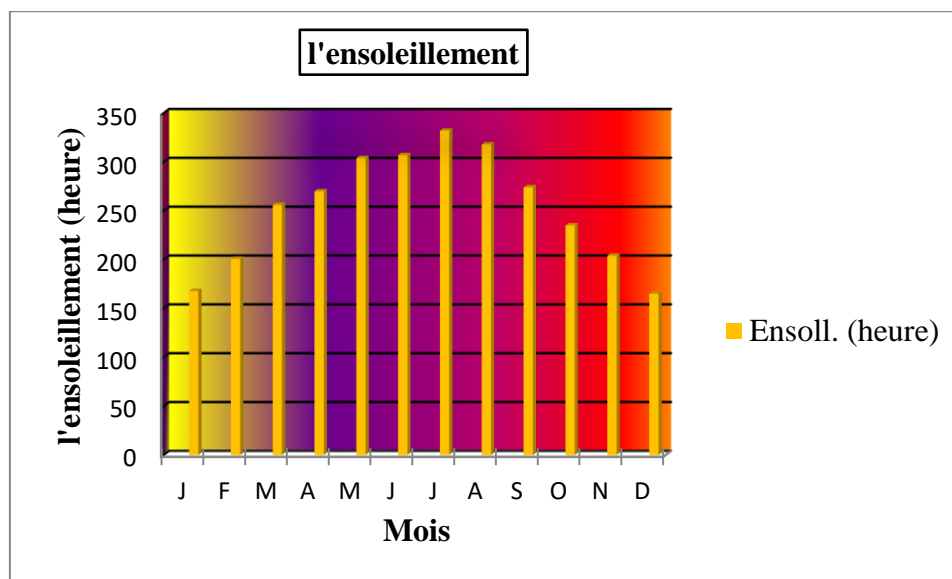


Figure I.3 : Représentation de l'enseillement mensuel moyen (heure).

I.4.4. La pluviométrie

L'étude des précipitations est indispensable. Elle détermine les écoulements des oueds et les apports des barrages pour irrigation ainsi que la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usée.

Les valeurs des précipitations mensuelles moyennes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Distribution des précipitations mensuelles moyennes [1]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
pluie (mm)	20,7	41,1	59,8	39,7	46	79,9	39,0	33,7	20,6	7,4	3,9	2,6	390,4

Source : ONM (2018)

L'analyse des données pluviométrique montre que la hauteur maximale des précipitations est enregistrée au moins de **Février** (79,9mm), tandis que le minimum est atteint au mois d'**Aout** (2,6 mm).

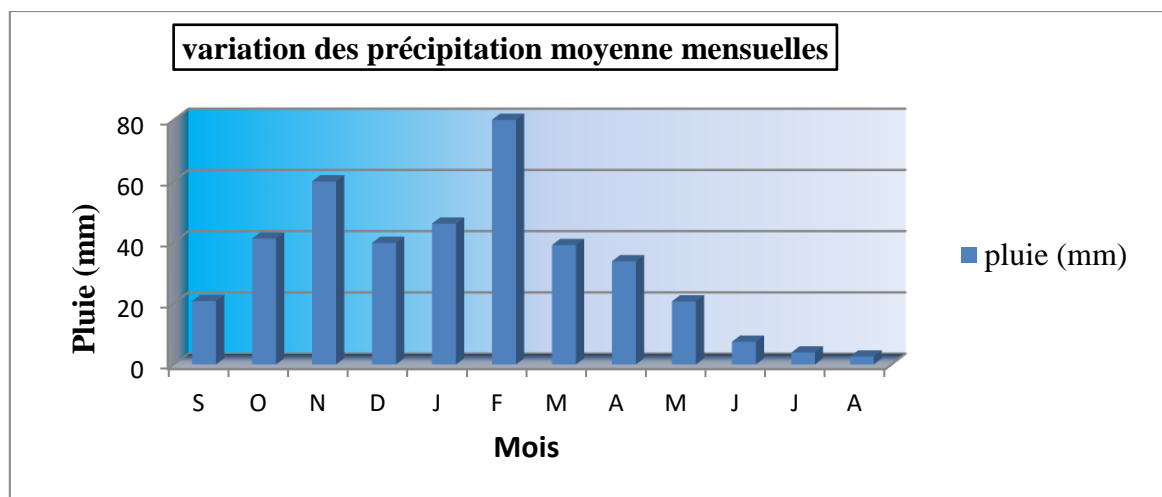


Figure I.4 : Variation mensuelle de la pluie annuelle d'Oued Rhiou

I.4.5. L'évaporation

Les valeurs d'évaporation mensuelle et annuelle d'Oued Rhiou sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Evaporation mensuelle et annelle (mm) [1]

Moins	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MA
Evaporation (mm)	64	78	118	155	211	273	344	338	225	146	65	71	176,5

Source : ONM (2018)

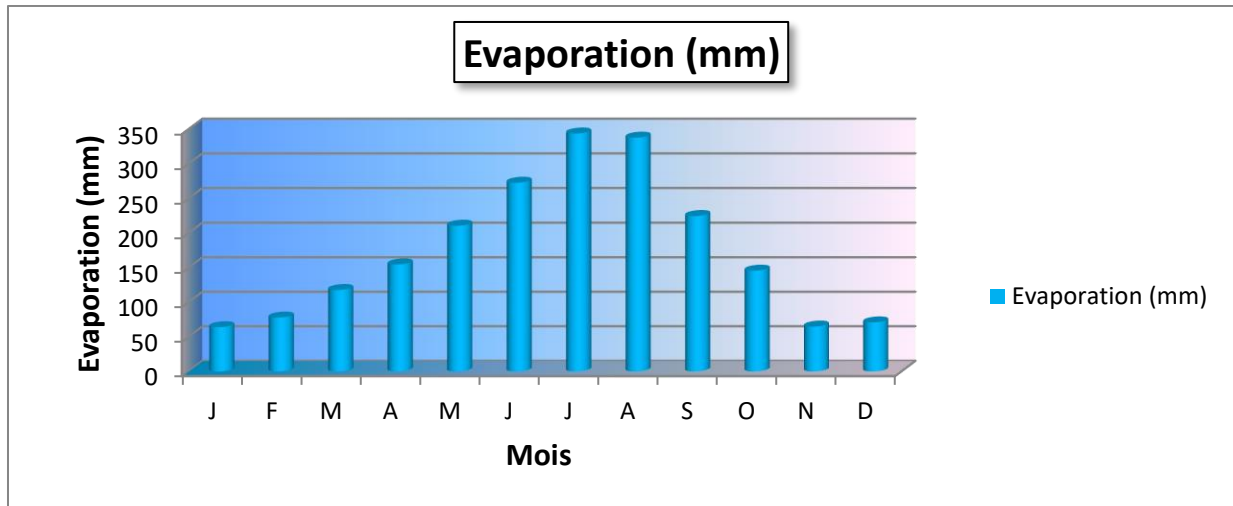


Figure I.5 : Représentation de l'évaporation mensuelle (mm)

Nous remarquons que l'évaporation est important aux moins de juin, juillet et aout et elle est faible aux moins de décembre, janvier et février.

I.4.6. Le vent

Il s'agit d'un facteur important dans le system de protection de la station d'épuration. Les valeurs concernant la vitesse mensuelle du vent moyennes, maximales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Les valeurs mensuelles moyennes et maximales des vitesses du vent [1]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MA
Vmoy (m/s)	2,7	2,4	2,8	3,2	3,1	3,3	3,0	2,8	3,0	2,4	2,4	2,4	2,8
Vmax (m/s)	17,6	15,9	15,8	19,9	18,9	16,1	15,9	17,0	19,3	14,3	14,6	16,9	16,8

Source : ONM (2018)

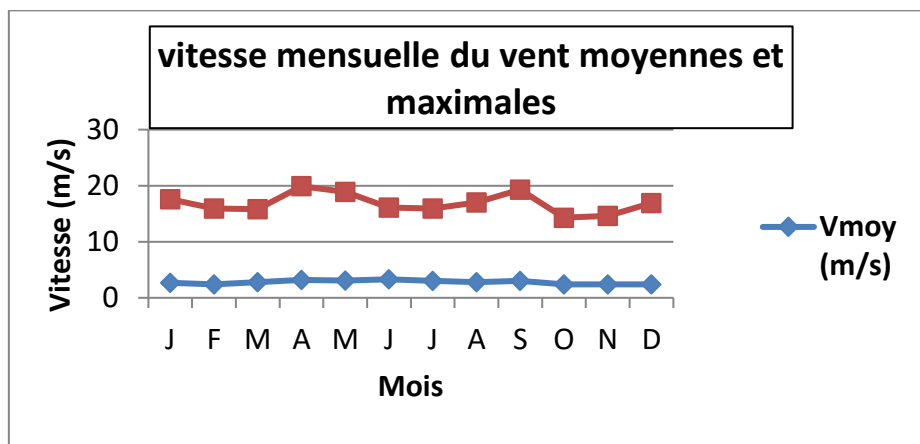


Figure I.6 : Représentation de vitesse mensuelle du vent moyen et maximal

Les directions dominantes des vents dans la région sont celles Ouest et Nord.

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de **2,8 m/s**.

I.4.7. Humidité relative

Le climat dans la daïra Oued Rhiou est presque sec à forte variation annuelle. La sécheresse est particulièrement grande du moins de Juin au moins de Septembre surtout aux heures chaudes de la journée.

Les valeurs de l'humidité sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.6 : La distribution mensuelle moyenne de l'humidité [1]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MA
Hr (%)	79	77	72	65	58	49	46	47	56	66	73	78	64

Source : ONM (2018)

La moyenne annuelle de la région est de 64 %. Ses valeurs sont atteintes en décembre, janvier et février (77 à 79 %) et minimales en juillet (46 %).

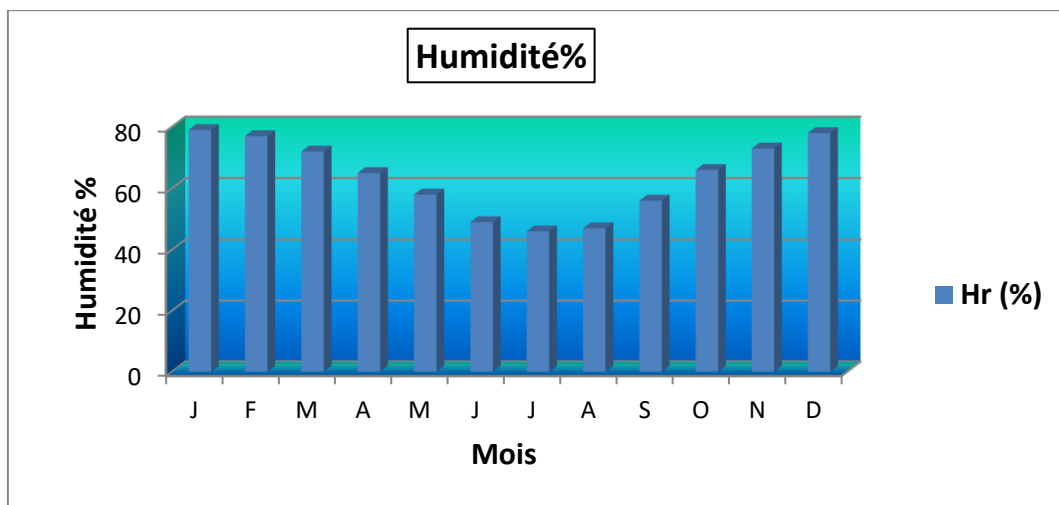


Figure I.7 : Représentation d'humidités mensuelles moyennes (%)

I.5. Sismicité de la région

La ville d'OUED RHIOU est située dans une zone où la tectonique est encore active. Le site de travail est classé en zone IIb ainsi toute construction est assujettie aux respects des règles parasismiques.

I.6. La géologie

La plaine d'OUED RHIOU représente une cuvette déboîtée du relief continental entourée de massif sableux et d'un grand mont dont les pieds sont presque entièrement marneux et argileux du miocène.

Elle se compose de formations de grès argileux à intercalations graveleuses et caillouteuses sur elles reposent les concentrations alluviales récentes qui sont limoneuses aux abords de la rivière et limono - sableuses à la base des collines.

Cet alluvionnement est déposé non seulement par les cours d'eau et les nombreux ruisseaux dévalant les massifs montagneux attenants qui sont formés des marnes salines du pliocène, grès et argile à gypse. Une destruction violente des roches sableuses commencée à l'époque ancienne à provoquer la création d'une couche sablonneuse qui couvre partout la dépression ainsi que la formation de dunes sur les bourrelets de la plaine à Talahamada.[1]

Alluvions récentes répandues au centre et dans la partie Nord de la plaine d'OUED RHIOU. Elles se composent de limon et de sables à grain fin dans les zones riveraines de la Mina et Malah, mais au pied des collines ce sont des sables limono- argileux, leur épaisseur varie de 1 m à 1,5 m.

A) Litho stratigraphie :

Du point de vue litho-stratigraphie la zone d'étude comprend deux ensembles lithologiques : Les formations anti-néogènes (les terrains autochtones, les terrains allochtones) ;(Elle se compose de formations de grès argileux à intercalations graveleuses et caillouteuses sur elles reposent les concentrations alluviales récentes qui sont limoneuses aux abords des rivières et limono - sableuses à la base des collines).

- Les formations néogènes et quaternaires (le miocène inférieur, le miocène supérieur, le pliocène inférieur, le pliocène supérieur continental, le quaternaire).(Argileux du miocène, massifs montagneux attenants qui sont formés des marnes salines du pliocène).

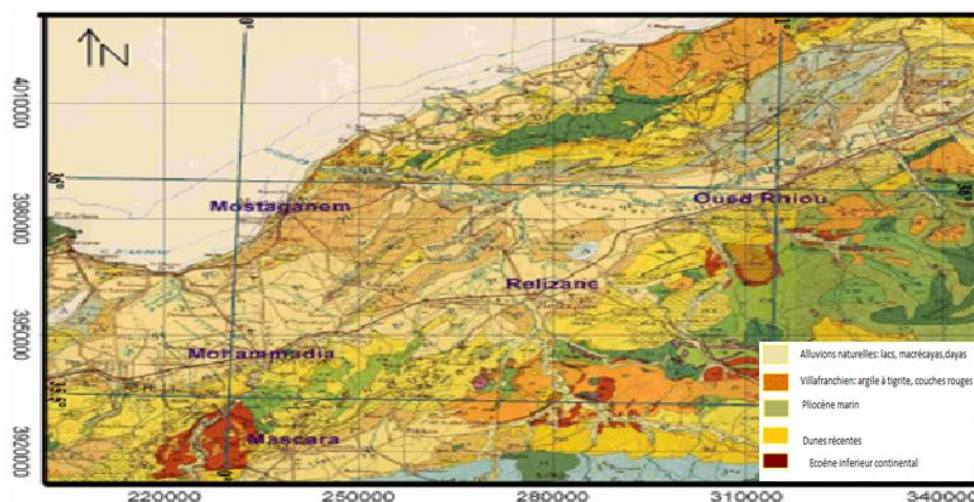


Figure I.8 : Esquisse de la carte géologique de la zone d'étude

I.7. Hydrologie

La région d'étude est située au Nord-Ouest du bassin versant du Cheliff, elle est drainée par un réseau hydrographique composé de quatre cours d'eau déversant dans l'Oued Rhiou :

- ✓ L'oued GRIGR ;
- ✓ L'oued OUAMIRIA ;
- ✓ L'oued BENZIANE ;
- ✓ L'oued KHERMACHA ;

I.8. Situation démographique

D'après le dernier recensement effectuée par l'A.P.C d'Oued Rhiou, il a fourni le chiffre de 92000 habitants, pour l'année 2020.

Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule du taux d'accroissement exponentiel :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots \dots \dots (I.1)$$

P_n : population future ;

P_0 : population de l'année de référence (2020) ;

n : nombre de l'année ;

T : taux d'accroissement=2,14 % ;

Tableau I.7 : Population future du centre urbain

Population en (2020)	Taux d'accroissement	Population à l'année 2030	Population à long terme 2050
80 426 hab	2,14	99 393 hab	151 800 hab

I.9. Les équipements

Nous intéressons dans cette partie aux services et équipements grands consommateurs d'eau susceptible une source de pollution.

➤ **Secteur sanitaire** : il existe en niveau de la ville d'OUED RHIOU :

- Un hôpital de 260 lits ;
- 04 salles de soins ;
- 01 polyclinique ;
- 01 Maternité ;

➤ Secteur scolaire :

Tableau I.8 : Réparation des équipements scolaires par palier

Statut de l'établissement	Nombre Etablissement	Nombre d'élève
1 ER et 2 EME PALIER	23	9 364
3 EME PALIER	6	4 734
Enseignement secondaire	3	3500

➤ Secteur hôtelier :

Il existe 03 hôtels dans la région d'étude ayant un total de 60 lits.

➤ Secteur administratif: [2]

Tableau I.9 : Réparation des équipements administratifs

Equipement	Désignation	Nombre Unité
Administrative	- siège APC	1
	- daïra	1
	- siège PTT	1
	- siège hydraulique	6
	- plais de justice	1
	- gendarmerie	1
	-protection civil	1
	-sonelgaz	2
	-centre commerciaux	1
	- station d'essence	

➤ Secteur publique : [2]

Tableau I.10 : Réparation des équipements publique

Equipement	Désignation	Nombre unité
Publique	- Mosquée	10
	- Maison de jeune	1
	- Lavage	04
	- Abattoir	1
	- Restaurant	3
	- Douche et bain	14

➤ Secteur sportif : [2]

Tableau I.11 : Réparation des équipements sportive

Equipement	Désignation	Nombre Unité
Sportive	- Stade communal	1
	- Aire de jeux	6

I.10. Activités socio-économique

- Activité agricole : [3]

La surface agricole totale (SAT) est de 5765 ha tandis que la surface agricole utile (SAU) est de 5212 ha repartis comme :

- Surface en sec de 495 ha.
- Surface irriguée est de 4171 ha.

• Inventaire des cultures :

Les différents types des cultures pratiquées dans la région d'Oued Rhiou sont comme suit :

- Agrumes d'une surface de 246 ha ;
- Olivier d'une surface de 281 ha ;
- Pommier d'une surface de 16 ha ;
- Grenadier d'une surface de 3 ha ;

La surface totale des cultures pratiquées dans la région d'Oued Rhiou est de 546 ha.

I.11. Situation hydraulique

A. Alimentation en eaux potable :

La ville d'OUED RHIOU est alimentée par des forages, ils sont cités dans le tableau suivant :

Tableau I.12 : Débits des forages [1]

Forage	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)
Ain Kerman 1	45	35
Ain Kerman 2	50	40
Retaimia	15	12
Chebira	100	80
Partie ouest	40	35
Total	250	202

- Le débit exploité est de 202 l/s.
- La dotation globale en eau est arrêtée à **150 l/hab/j** et concerne les besoins domestique et ceux des équipements publics.

B. Réseau d'assainissement : [1]

Le réseau d'assainissement de la ville d'OUED RHIOU est configure comme suit :

- Le centre de la ville est assaini selon un réseau de type unitaire,
- Le taux de raccordement est de 98 % ;
- La longueur totale des conduites d'assainissement est de 41127 ml.

Lors de la sortie sur terrain, ont distingué 02 rejets principaux et 02 rejet secondaire :

- 02 rejets principaux qui sont :
 - Rejet partie Ouest de Oued Rhiou
 - Rejet des eaux usées domestique ;
- 02 rejets secondaires qui sont :
 - Rejet Benziane ;
 - Rejet chaaba grigra ;

I.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu que la zone d'étude de la ville d'OUED RHIOU est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief est pratiquement incliné de l'Ouest ver Est et de nature montagneuse.

Le réseau d'A.E. P contient plusieurs réservoirs et puits, le réseau d'assainissement est unitaire et en bon état pour acheminer les eaux usée (eaux domestique et équipement) de notre zone d'étude vers la cour d'eau dénommé << Oued Rhiou >>.

Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer un problème de santé publique et altérer les fonctions de ce milieu naturel d'où la nécessite de l'installation d'une station d'épuration.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled at the top and bottom edges, with the unrolled parts shaded in light gray. The text is centered within the scroll.

Chapitre II :

Les procédées d'épuration
des eaux usées

II.1. Introduction

Au cours des prétraitements, une portion plus au moins importante de pollution est éliminée mais l'effluent prétraite véhicule toujours une partie importante de là ce qui nécessite un traitement plus approfondi.

II.2. Généralité sur les eaux usées

Les eaux résiduaires contiennent des matières minérales et organiques dans les trois phases, solide, liquide, gazeuse. Elles existent dans tous les états de dispersion depuis les débris grossiers jusqu'aux molécules dissoutes ou ionisées en passant par les dispersions grossières fines et colloïdales ainsi que de nombreux micro-organismes pathogènes, ou de virus.

II.2.1. Origine des eaux usées :

La composition de l'effluent en matière polluante est variable suivant l'origine des eaux résiduaires, celles-ci peuvent provenir en trois grandes catégories :

❖ Les eaux usées domestique :

Ce sont les eaux de la cuisine, de la salle de bain, des toilettes...etc. Elles sont particulièrement porteuses de pollution organique, composées de graisses, détergents, solvant, déchets organique azotes ou encore de différents germes.

❖ Les eaux pluviales :

Elles sont issues du ruissellement de l'eau de pluie, et peuvent provoquer des pollutions importantes des cours d'eau.

L'eau de pluie englobe les impuretés de l'air et ruisselle sur des surfaces terrestres contenant des résidus d'hydrocarbures, de métaux lourds, d'huiles ...etc.

❖ Les eaux usées industrielle :

Ce sont des eaux rejetées par diverses usines de fabrication ou de transformation leurs qualités variante selon le type de l'industriel. Elle peut aller d'une eau usée à prédominance organique à une eau trop chargée en matière toxique et autre difficilement dégradable. [4]

II.2.2. Les différents types de pollution :

Les causes de pollution se sont étendues avec l'accroissement de la population et le développement accéléré des techniques industrielles modernes. Selon leur nature, on distingue divers types de pollution :

✓ La pollution chimique :

La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces

industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds.

✓ **La pollution organique :**

Elle se compose essentiellement de matière organiques courantes (protides, lipides, glucides), les détergents (anionique, cationique, non ionique), les huiles et goudrons.

✓ **La pollution thermique :**

Ce type de pollution est cause par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent de la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

✓ **La pollution microbienne :**

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organisme vivant dans les eaux usées apportés par les excréments d'origine humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans le milieu récepteur pouvant provoquer les maladies dangereuses pour l'individu.

✓ **La pollution minérale :**

Il s'agit principalement de métaux lourd provenant des industries métallurgiques, traitement de mineriez...etc. qui concernent surtout les éléments suivants : le fer l'aluminium, le mercure, le chrome, le plomb, le cuivre, le zinc et le chlore.

II.3. Les procédés d'épuration des eaux usées

Les eaux usées peuvent subir quatre traitements avant rejetés dans le milieu récepteur :

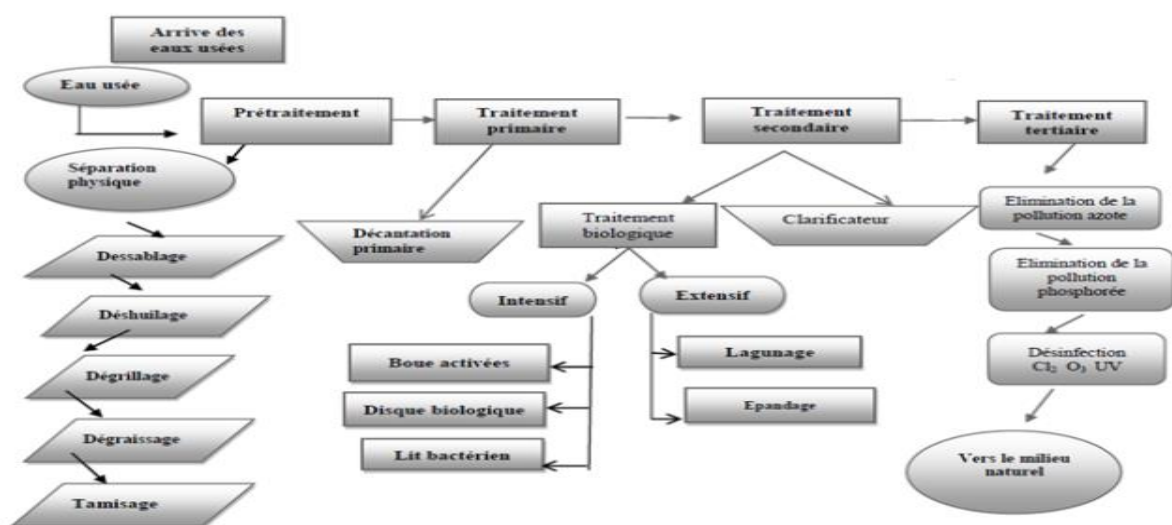


Figure III.1 : Filières de traitement dans la station d'épuration

II.3.1. Le Relevage :

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leur poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de pollution.

Cette opération de relèvement des eaux s'effectue grâce a des pompes ou a de vis d'Archimède.

II.3.2. Prétraitement :

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements, il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et des graisses (dégraissage-déshuilage).

Il comporte 4 parties principales :

- Un dégrillage (déchet volumineux) ;
- Tamisage ;
- Un dessablage (sable);
- Un dégraissage-déshuilage,

a) Le Dégrillage :

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécanique et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit grille qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entrainer par les s'écoulant dans les canalisations d'assainissement. La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0.6 et 1 m/s. On distingue deux types :

a.1) Grille manuelle :

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles sont réservées aux petites installations (nombre d'habitant < 2000 Eqhab), barreaux inclinées de 60 à 80° sur horizontale dans le cas ou le débit d'effluent est important. Le nettoyage se fait manuellement et quotidiennement.

a.2) Grille mécanique :

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au-delà de 2.000 Eqhab), on a sous forme ; droite au courbe (quart de cercle).

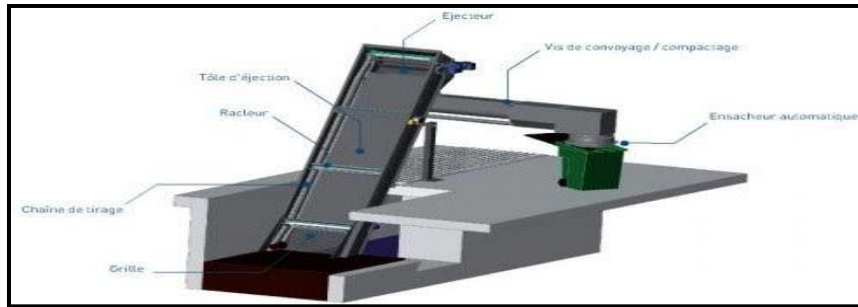


Figure II.2 : Schéma d'un dégrilleur

b) Tamisage :

Le tamisage est un dégrillage poussé utilisé dans les stations d'épuration industrielles. Il consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. Il existe un macro-tamisage (mailles > 0.3mm) et un tamisage (mailles < 100 µm). [5]

c) Le Dessablage :

Le dessableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse d'écoulement est inférieure à 0,3m/s se déposent. Il s'agit principalement des sables.

Il est souhaitable de les récupérer en amont de la station plutôt que les laisser s'accumuler en certain point (bassin d'aération...).

d) Le dégraissage-déshuilage :

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités s'estime par la mesure des <<matières extractibles par solvant>>. Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération.

C'est un procédé destiné à éliminer les graisses et les huiles dans les eaux résiduaires.

Les huiles et les graisses présentent plusieurs inconvénients pour le traitement tel que :

- Envahissement des décanteurs ;
- Mauvaise diffusion de l'oxygène dans les décanteurs ;
- Mauvaise sédimentation dans les décanteurs ;
- Risque de bouchage des canalisations et des pompes ;
- Diminution du rendement du traitement qui arrive après ; [11]

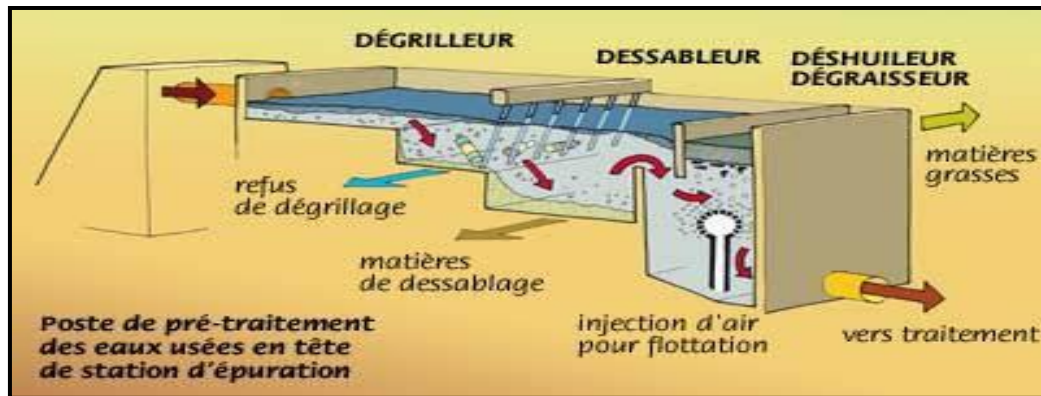


Figure II.3 : Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés

II.3.3. Les traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires ne portent que les matières particulaires décantables. Ils reposent essentiellement sur le principe de la séparation des constituants solides de la phase liquide par processus de décantation et de sédimentation.

Le traitement primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1,2m/h, 30 à 35 DBO₅, 40 à 60% de MES, soit 40% de MO, 10 à 30 % de virus, 50 à 90% des helminthes et moins de 50% des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle partie des micropolluante.

➤ Les traitements physico-chimiques

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimique ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension(MES). Le traitement se déroule en 4 phases :

a. La coagulation :

La coagulation est la déstabilisation des particules colloïdales par addition d'un réactif chimique (sels minéraux) dits le coagulant.

L'efficacité coagulante des sels minéraux s'explique uniquement par une diminution du potentiel zêta, due à un compactage de la double couche ionique et à l'adsorption préférentiel, à l'interface solide-liquide, des cations qui assurant l'annulation des charges électrique répulsive c'est à dire leur potentiel.

b. La floculation :

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un flocc qui on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

c. La décantation :

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

d. La filtration :

La filtration est un procédé physique destine à clarifier un liquide qui contient des matières solide en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente. [12]

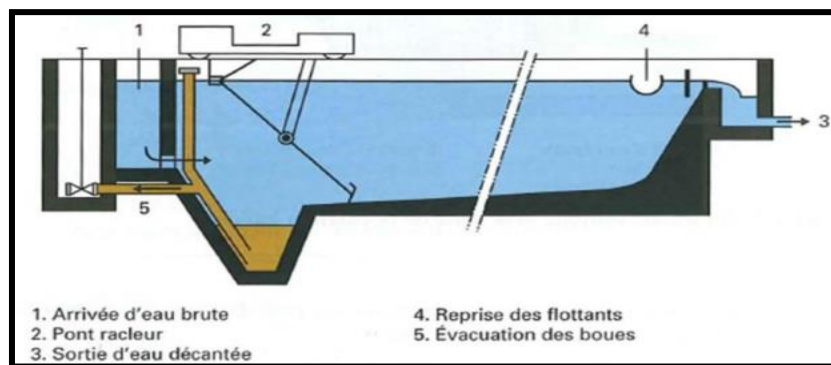


Figure II.4 : Décanteur longitudinal à pont racleur.

Tableau II.1 : Les avantages et les inconvénients de traitement physico-chimique

Avantage	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ; • Bonne élimination de MES et du phosphore ; • Adaptation aux variations de charges (zone touristique, industrielles) ; • Insensible au non biodégradabilité des effluente ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Production importante de boues putrescibles ; • Coûts d'exploitation élevés (réactifs) ; • Automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire faces aux brusques variations de charge ; • Elimination incomplète de la pollution organique et de l'azote

II.3.4. Les traitements secondaires (traitement biologique) :

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

II.3.4.1. Les procédés intensifs :**1. Les boues activées :**

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

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

a) Un bassin d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice ;

b) Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurée et de culture bactérienne ;

c) Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché ;

d) Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération ;

Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène. [13]

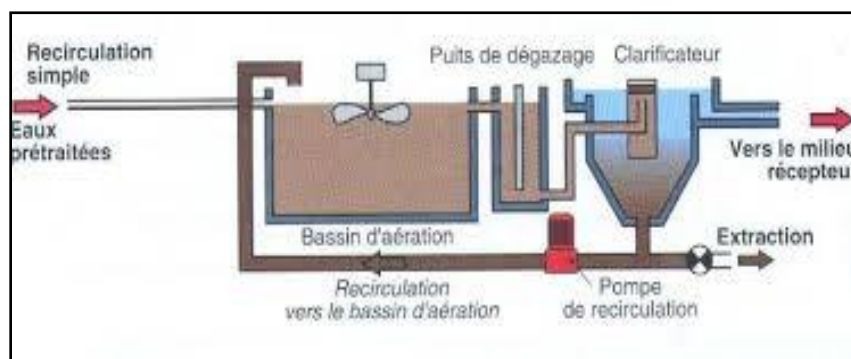


Figure II.5 : Boues activées

a. Les paramètres essentiels caractérisant un réacteur biologique :

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

✚ La charge massique (C_m) :

Elle caractérise l'équilibre biologique du traitement. Elle représente le rapport : **Nourriture/ biomasse**, elle définit la quantité de substrat polluant(DBO₅) mis à la disposition d'un micro-organisme (ou d'une unité de masse de micro-organismes) par unité de temps. Elle est exprimée en **kgDBO₅ / kg** de matière sèche par jour. [13]

$$C_m = \frac{DBO5\ entrée\ (kg/j)}{masse\ du\ MVS\ dans\ le\ bassin\ (kg)} = L_0 / X_a \cdot V = L_0 / X_t \text{ (kgDBO}_5\ / \text{ kg.MVS.j)}$$

Tableau II.2 : Classement des procédées par boues activées

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%

✚ La charge volumique (C_v) :

C'est la masse de pollution entrant journalière par unité de volume du réacteur.

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des d'aération, elle n'aucune signification biologique. Elle S'exprime en **kgDBO₅ / m³. j**. [13]

$$C_v = \frac{DBO5\ entrée\ (kg/j)}{volume\ du\ bassin\ (m^3)} = L_0 / V \text{ (kg DBO}_5\ / \text{ m}^3\text{.j)}$$

✚ Age des boues :

L'état physiologique de la biomasse est mesuré par l'âge moyen de la boue (le temps de séjour moyen des boues dans le bassin d'aération). Il se définit comme étant le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraite quotidiennement. [13]

✚ Indice de MOHLMAN (I_m) :

L'efficacité d'un procédé de boues activées est liée à la décantabilité de la boue formée par bio floculation dans le bassin d'aération, cette décantabilité est mesurée par l'indice de MOHLMAN qui définit le volume occupe par une unité de masse boue après 30 minutes de décantation en éprouvette d'un échantillon d'un litre, par rapport à la masse de résidus sec de cette boue. [13]

✚ Besoins en oxygène :

Afin de garantir aux micro-organismes des conditions satisfaisantes de croissance tout en assurant un fonctionnement normal, il faudrait maintenir la concentration en oxygène dans le bassin d'aération supérieur à 0,5 et 2 mg/l en tout temps et quelques soit la charge. [14]

b. Choix du procédé d'épuration :

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

✓ **Procédé à forte charge :**

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

✓ **Procédé à moyenne charge :**

Le procédé à moyen charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

✓ **Procédé à faible charge :**

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petite et moyenne collectivités.

Tableau II.3 : Avantage et les inconvénients du procédé à boues activées

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

C) Bassin d'aération :

Un bassin de boues activées est un ouvrage généralement en béton arme, qui est alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une quantité contrôlable d'air est insufflée, ce qui permet de garder la biomasse et les microorganismes épurateurs en flottation et de leur

apporter l'oxygène nécessaire à la dégradation aérobie de la matière organique et minérale (H_2S , NO_3^- , NO_2^-), et même qu'il existe des bactéries qui peuvent assimiler des composés toxiques tels que, le phénol, le formaldéhyde...etc.

Les micro-organismes regroupés en formation floculeuse, entraînés par les eaux, parviennent dans le bassin de **décantation secondaire** (clarificateur). [12]

d) Décantation secondaire :

Le clarificateur est un bassin circulaire, équipé d'un point racleur. La liqueur mixte, venant des bassins biologiques via la deuxième chambre de réparation est séparée en eau épurée et boues biologiques par décantation. Les boues décantées sont siphonnées par une pompe à vide, une partie sera cheminée vers la première chambre du répartiteur assurant la recirculation des boues contenant la culture bactérienne épuratrice. Afin de maintenir la concentration en biomasse nécessaire dans ce bassin, l'autre partie sera transmise au flotteur d'où le nom de processus des **boues-activées**. [14]

2. Disque biologique :

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

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

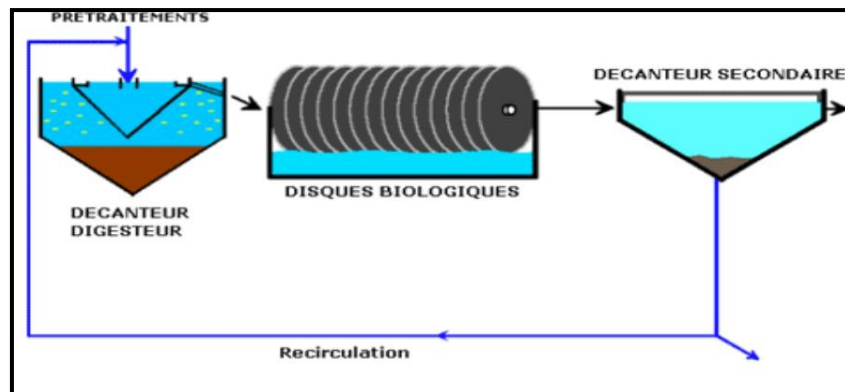


Figure II.6 : Schéma de principe d'une filière de type disque biologique

Tableau II.4: Les avantages et les inconvénients de disque biologique

Avantage	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Procédé économique ; • Exploitation simple ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Ne s'adaptent pas au traitement à forte charge, • Très sensible à la qualité des eaux à traiter ; • Ne s'adaptent qu'au traitement des effluent de petite agglomérations ;

3. Le lit bactérien :

Le lit bactérien est un procédé d'épuration biologique aérobie. L'épuration de la phase liquide repose sur l'activité biochimique des micro-organismes qui dégradent la matière organique en présence d'oxygène. Les micro-organismes sont retenus sur un support, appelé garnissage, sous la forme d'un biofilm. Le garnissage est arrosé avec l'eau usée à traiter, après une décantation primaire ou un simple tamisage fin. Le temps de passage de l'eau au sein du système est très court, de l'ordre de quelques minutes. Un clarificateur est nécessaire avant le rejet, afin de recueillir les boues produites par le bactérien. [13]

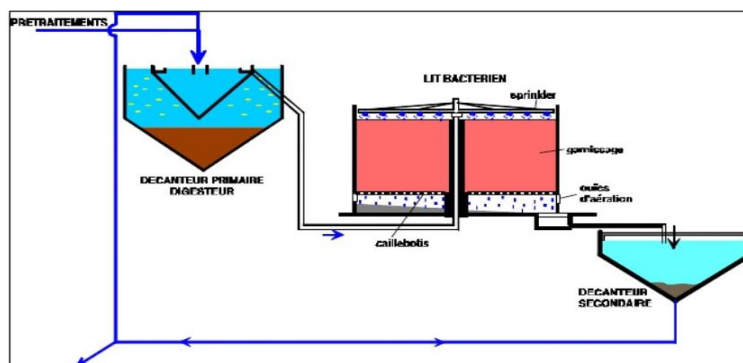


Figure II.7 : Lit bactérienne

Tableau II.5 : Avantages et inconvénients des lits bactériens

Avantage	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Occupation au sol relativement faible ; • Bonnes performances en terme de réduction de DBO, DCO et de MES ; 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût d'investissement élevé ; • Ne supporte pas la variation de débit et de concentration des effluents ; • Nécessite un entretien fréquent des ouvrages (main d'œuvre importante) ; • Pollution olfactive ; • Nuisance par le développement des insectes ;

II.3.4.2. Les procédés extensifs :

1. Le lagunage

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

✚ Le lagunage naturel :

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

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

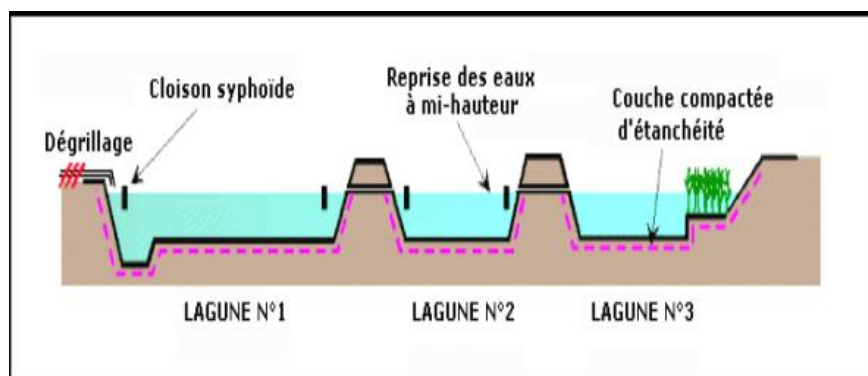


Figure II.8: Lagunage naturel

✚ Le lagunage aéré :

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (sur certaine station, il peut exister plusieurs lagunes d'aération est équipée de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2 à 3m) ou systèmes d'insufflation d'air (profondeur 2 à 5m).[7]

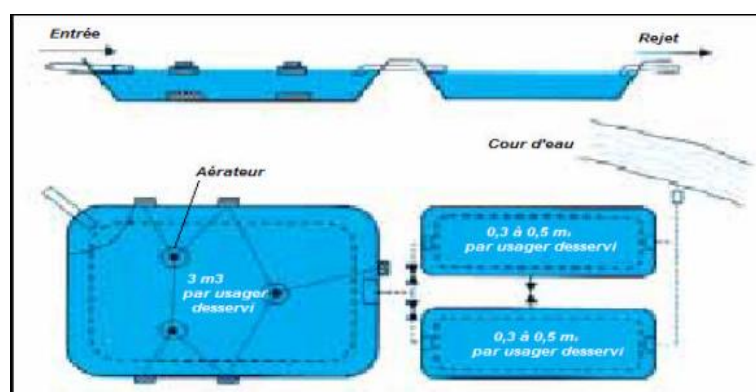


Figure II.9: Le principe d'un lagunage aéré

Tableau II.6: Avantage et inconvénients du lagunage

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

II.3.5. Le traitement tertiaire (complémentaire) :

Certains rejets d'eaux traitées sont soumis à des réglementations spécifiques concernant l'élimination d'azote, de phosphore ou des germes photogènes, qui nécessitent la mise en œuvre de traitements tertiaires [16]. Il regroupe toutes les opérations physiques et chimiques qui complètent les traitements primaires et secondaires.

Cette procédé qu'est intervient soit pour l'amélioration de la qualité de l'eau rejetée quand cette dernière ne répond aux normes de rejet ; Soit dans un usage industriel (lavage de sols ou de produits, systèmes d'incendie...etc.), agricole (irrigation) ou municipal (arrosage de golfs, de pelouses ou de terrains de jeu...) ou leur recyclage (partiel ou total) vers les ateliers de fabrication d'où elles proviennent.

A) Traitement de l'azote :

On parle de traitement tertiaire de l'azote lorsque, après un traitement biologique secondaire qui permet éventuellement un abattement partiel des formes azotées, le taux d'azote dans l'effluents reste élevée est nécessite une étape de dénitrification.

La station d'épuration qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées, par les traitements de nitrification – dénitrification. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles. Des procédés physique et physique-chimique complémentaires permettent l'élimination de l'azote par : électrodialyse. Résines échangeuses d'ion, mais ces traitements ne sont pas utilisés dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, pour des raisons de rendement et de coût. [8]

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

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

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

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

B) Traitement du phosphore :

Les normes de rejet sur le phosphore sont de plus sévères pour limiter les phénomènes d'eutrophisation, dus aux phosphates, dans les lacs et les cours d'eau.

L'élimination du phosphore, ou " déphosphoration", peut être réalisée par voies physico-chimique ou biologiques. En ce qui concerne les traitements physico-chimique, l'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80% et 90% du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. [10]

C) Traitement des odeurs :

Les eaux usées, chargées en matières organiques particuliers et dissoutes, peuvent induire directement ou indirectement, par l'intermédiaire de leurs sous-produits d'épuration (graisse, boues). La formation d'odeur désagréable suivant un processus de fermentation.

Les odeurs provenant des STEP sont dues aux gaz, aérosols ou vapeurs émises par certains produits contenues dans les eaux usées ou dans les composés se formant au cours des différentes phases de traitement.

Les sources les plus importantes d'odeurs sont :

- Les prétraitements ;
- Les boues et leur traitement ;

Pour éviter ces nuisances, les ouvrages sensibles seront couverts et munis d'un système de ventilation ainsi que d'une unité de traitement biologique des odeurs.

On distingue généralement deux types de traitement biologique des odeurs : les bio-filtres et les bio-laveur. Dans le premier, la biomasse est supportée par planches spécifique et l'air

traverse le massif (souvent de la tourbe). Les seconds réalisent un deuxième filtre grâce à une suspension. La biomasse est libre et l'épuration se produit dans un réacteur. [6]



Figure II.10 : Unité avec filtre charbon actif série modulaire pour élimination des odeurs

d) La désinfection :

Un abaissement de la teneur des germes : parfois exige pour les rejets dans des zones spécifiques (zone de baignade, zones de conchylicoles) ou dans le cadre d'une réutilisation, [17], il sera réalisé par des traitements de désinfection chimique par :

➤ **Le chlore** : est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organique, et avec le micro-organisme. Les composés utilisés dans le traitement des eaux usées sont : le chlore gazeux (Cl_2), l'hypochlorite de sodium (NaClO) appelé communément "l'eau de javel", l'hypochlorite de calcium ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$), le chlore de chaux ($\text{CaCl}_2\text{OCl}_2$) et le chlorite de sodium (NaClO_2).

➤ **L'ozone (O_3)** : est un oxydant puissant, la désinfection par l'ozone est utilisée aux Etats-Unis, en Afrique du sud et au Moyen orient essentiellement. Il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires. C'est le seul procédé vraiment efficace contre les virus. Les tests de toxicité effectués sur des poissons, des crustacés et des algues n'ont pas permis de mettre en évidence une quelconque toxicité.

Il existe aussi des traitements physiques tels que :

➤ **Les rayons ultraviolets** : qui consistent à utiliser des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux micro-organismes. Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées.



Figure II.11 : Les rayons ultraviolets

➤ **La filtration** : est procédé physique qui permet de retenir les micro-organismes par rétention à l'aide d'un filtre. Qu'elle soit réalisée sur sable ou sur membrane, cette technique exige une épuration secondaire préalable grandissant une élimination assez poussée des matières en suspension. L'élimination des virus, de bactéries et des protozoaires est fonction du milieu poreux, de la vitesse de percolation, de l'épaisseur du massif filtrant et du niveau d'oxydation de l'eau filtrée. [18]



Figure II.12 : Filtration tertiaire

Tableau II.7: Les avantages et les inconvénients des techniques au traitement tertiaire

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

C) Réduction de la DCO dure :

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

Il existe deux techniques pour éliminer la DCO dure :

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

Les techniques physiques, dites séparatives qui permettent d'extraire de l'effluent les substances responsables de la DCO dure pour un traitement ultérieur. L'adsorption sur charbon actif est la technique la plus utilisée. [12]



Figure II.13 : Filtre charbon actif

II.3.6. Traitement des boues :

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

Les objectifs du traitement sont :

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

La filière de traitement des boues comprend en générale :

- ✓ Traitement d'épaississement ;
- ✓ Stabilisation ;
- ✓ Séchage des boues ; [13]

II.3.6.1. Epaissement :

Cette étape permet l'élimination de l'excédent en eau et d'augmenter la teneur en matière solide de la boue. Elle est réalisée par décantation et flottation.

+ Epaissement gravitaire :

Les épaisseurs gravitaires peuvent être choisis pour les stations de capacité < 1 000 EH.

Deux raisons essentielles militent en faveur de temps de passage réduits des boues en phase d'épasseurs.

- un séjour prolonge des boues secondaires induit rapidement des phénomènes de fermentation.

- un surnageant d'épasseurs qui retournent en tête du traitement sont alors souvent septiques et responsables de problèmes biologique (foisonnement, mousses) et de nuisances olfactives.

+ Epaissement par flottation :

Dans ce type d'épassement, les fines bulles d'air forées par dépressurisation s'accrochent aux floes des boues. Le mélange air-matière s'élève à la surface du bassin où il se concentre et sera éliminé par raclage de surface. L'emploi de poly-électrolyte augmente le rendement de capture des matières ainsi que la capture des matières ainsi que la concentration de la boue épaisse.

II.3.6.2. Séchage des boues :

Le séchage des boues est une déshydrations quasi-totale des boues par évaporation de l'eau qu'elle contient ; la réduction de volume qui en résulte est conséquente qu'il soit thermique ou sur lits de séchage.

II.5. Situation actuelle de l'épuration en Algérie

Le volume d'eaux usées rejetées à l'échelle nationale est estimé actuellement à près de 750 million de m³ et dépassera 1.5 milliards de m³ à l'horizon 2020. Afin de prendre en charge l'épuration de ce potentiel d'eaux usées, le secteur des ressources en eau a engagé un programme ambitieux de réalisation d'installation d'épuration.

Exploitation

- Nombre de station d'épuration : 102(52 STEP+ 50 lagunes)
- Capacité installée actuelle : 570 hm³/an (1999 : 28 STEP pour une capacité de traitement de 98 millions de m³/jour)
- Situation du programme en cours de réalisation : Nombre de station d'épuration : 176 (87 STEP+89 lagunes) capacité installée : 355 hm³/an.

II.6. Conclusion

Une grande partie de ce chapitre était consacrée aux problèmes d'épuration. La présentation des différents procédés disponibles (physique, chimique, biologique...) a contribué à une description globale, d'une filière de traitement en mentionnant l'enchaînement des étapes de l'épuration. Le traitement biologique a suscité un intérêt particulier. Parmi les principaux dispositifs présentés, les procédés de boues activées feront l'objectif de notre étude de modélisation et de simulation.



Chapitre III :

Réutilisation des eaux usées
épurées

III.1. Introduction

Le changement climatique que connaît le monde entier en ce 21^{ème} siècle a lancé le défi croissant de la gestion de l'eau pour arriver à établir un équilibre entre l'offre et la demande d'une eau de qualité. Cela est particulièrement difficile dans les régions arides et semi-arides des pays en voie de développement où l'eau est rare et où la population accroit rapidement et les ressources en eau sont limitées, en particulier pendant les périodes de sécheresses et de demande élevée. Cette caractéristique concerne particulièrement les régions où la consommation d'eau à des fins agricoles est très élevée (dans certaines régions, il s'agit de 70% de la consommation totale). D'où l'intérêt que peut présenter la réutilisation de l'eau à l'échelle locale ou régionale

III.2. La réutilisation des eaux usées épurée

III.2.1. Définition :

Par définition, la réutilisation des eaux usées épurées est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques. [19]

III.2.2. Application : [19]

La réutilisation de l'eau est essentiellement utilisée en irrigation (70%), mais aussi pour des domaines qui ne nécessitent pas de l'eau potable (usage industriels à environ 20% et usage domestique pour environ 10%).

Le recyclage de l'eau est d'abord pratiqué pour les eaux résiduaires internes des industries : certaines industries recyclent leur eau, fonctionnant ainsi en circuit fermé. Les entreprises peuvent ainsi viser à réduire leur consommation de 40% à 90%. Mais le procédé est aussi utilisé pour les eaux usées municipales secondaires : l'eau récupérée après traitement en station d'épuration reçoit un traitement supplémentaire afin d'être utilisée, essentiellement pour des usages qui ne nécessitent pas une eau potable : irrigation, réalimentation des nappes phréatique, utilisation industriel...

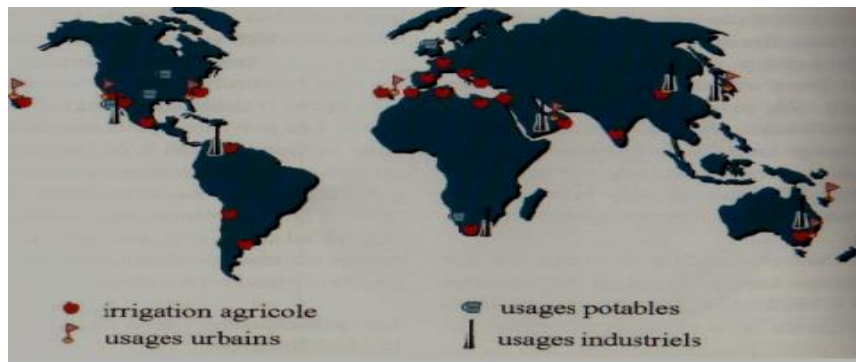


Figure III.1 : Répartition par secteur et localisation des expériences mondiales les plus importantes en réutilisation des eaux résiduaires urbaines. [20]

La figure (III.1) résume les principales voies de réutilisation dans les pays ayant une expérience significative dans ce domaine. Il apparaît que la réutilisation pour l'irrigation est essentiellement présente dans les pays réputés agricoles mais dont les ressources hydriques sont faibles, comme le bassin méditerranéen, le Sud des États-Unis.

III.3. Catégories de réutilisation de l'eau épurée

Les pratiques de réutilisation peuvent être classées en quatre catégories dans un ordre décroissant, en commençant par celles qui nécessitent le plus haut degré de traitement.

III.3.1. Réutilisation à titre d'eau potable :

La réutilisation directe à titre d'eau potable, soit l'acheminement direct d'une eau récupérée à un système d'approvisionnement en eau potable.

La réutilisation indirecte à titre d'eau potable fait référence à l'augmentation des sources d'approvisionnement à partir d'eaux récupérées hautement traitées. [20]

III.3.2. Utilisation urbaines et récréatives non restreintes et irrigation des cultures vivrières :

Cette catégorie de réutilisation exige une qualité d'eau assez élevée et représente actuellement le plus haut degré de réutilisation pratiquée de façon courante. Entre autres exemples typiques d'utilisation non restreinte en milieu urbain à des fins agricoles ou récréatives, mentionnons :

- Utilisation en milieu urbain : irrigation des parcs ; terrains de jeu et cours de récréation ; protection contre les incendies ; fontaines et bassins ornementaux ; chasse d'eau de toilette et climatisation des édifices.
- Utilisation non restreinte à des fins récréatives : application où il n'y a aucune restriction de contact avec le corps, notamment l'alimentation des lacs et des étendues d'eau où l'on peut nager, fabrication de neige.
- Irrigation agricole des cultures vivrières destinées à la consommation humaine sans cuisson.

Les procédés de traitement usuels nécessaire comportent un traitement secondaire minimal suivi d'une filtration et d'une densification ; des limites strictes sont fixées en ce qui concerne la demande biochimique en oxygène (DBO) des effluents, leur turbidité, le total des coliformes fécaux, les résidus de désinfection et le PH. [20]

III.3.3. Utilisation urbaines et récréatives restreintes, irrigation de culture non vivrières ou de cultures transformées avant consommation :

Ces applications sont des exemples relativement fréquents de réutilisation de l'eau dans des lieux d'accès restreintes. Ces restrictions supposent l'exposition limitée d'une population à l'eau récupérée ou encore l'exposition limitée des populations urbaines à des activités restreintes. [20]

Des exemples typiques de cette catégorie suivent :

- ✚ Irrigation d'aménagement : terrains de golfs, cimetières, bordures de verdure et terre-pleins des autoroutes.

- ✚ Utilisation récréatives restreintes : pêche récréative, canotage et autre activités récréatives sans contact.

- ✚ Irrigation agricole : fourrages, fibres, cultures grainières, pâturages, pépinières, gazonniers et aquaculture commerciale.

III.3.4. Réutilisation et recyclage industriels :

Le secteur industriel est celui qui utilise le plus d'eau. La réutilisation des eaux usées des municipalités pour répondre aux besoins du secteur industriel a commencé durant les années 1940. L'utilisation des eaux usées récupérées servent aux secteurs de la construction et de l'industrie, notamment le lavage des agrégats, la fabrication du béton, le nettoyage de l'équipement, l'alimentation des tours de refroidissement (à l'exclusion du refroidissement par évaporation) le nettoyage des cheminées, l'alimentation des chaudières et l'eau de fabrication. [21], [22].

III.4. Normes de qualité des eaux en irrigation

L'utilisation d'effluent à caractère non domestique, du fait de la présence possible en quantité excessive de micropolluants chimiques minéraux ou organiques, reste assujettie à un examen particulier de leur qualité chimique ; dans certains cas, elle pourra être interdite pour tout usage.

La législation en Algérie qui traite la réutilisation, des eaux épurées conformément aux textes suivants :

- Du décret N° 07-149 du 20 mai 2007 fixant les modalités de concession d'utilisation des eaux épurées à des fins agricoles.
- Arrêté interministériel du 02/01/2012 fixant les spécifications des eaux épurées utilisées à des fins d'irrigation.

Tableaux II.1 : Les paramètres physico-chimiques (journal officiel de la République Algérienne. N26° du 2012) :

Paramètres	Unités	Valeurs Limitées maximales	
Physique	Température	°c	30
	PH	-	6,5-8,5
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	Infiltration le SAR= 0 - 3 CE		0,2
	3 - 6		0,3
	6-12	ds/m	0,5
	12-20		1,3
	20-40		3
	Chimiques	DBO ₅	mg/l
DCO		mg/l	90
Chlorure		meq/l	10
Bicarbonate(HCO ₃)		meq/l	8.5

➤ Selon les recommandations, la qualité chimique à laquelle doivent répondre ces eaux est la suivante :

Les effluents à dominance domestique :

- Rapport DCO/DBO₅ < 2,5
- DCO < 75mg/l
- NTK : Azote total Kjeldhal < 100 mg/l.

Peuvent être utilisés, après épuration, pour l'irrigation des cultures et l'arrosage des espaces verts.

➤ Les eaux d'irrigation sont classées selon :

- La salinité (Conductivité Electrique « CE ») et alcalinités (Sodium Adsorption Ratio « SAR ») ; (annexe 3)
- Toxicologiques et microbiologique.

Tableaux III.2 : Les paramètres toxicologiques journal officiel de la République Algérienne. N26° du 2012) :

Paramètre	Unité	Valeur limitées maximales
Aluminium	mg/l	20,0
Cyanures	mg/l	0,5
Fluore	mg/l	15,0
Phénols	mg/l	0,002
Cadmium	mg/l	0,05
Cuivre	mg/l	5,0
Plomb	mg/l	10,0
Chrome	mg/l	1,0
Manganèse	mg/l	10,0
Zinc	mg/l	10,0
Nickel	mg/l	2,0
Fer	mg/l	20,0
Arsenic	mg/l	0,2
Bore	mg/l	0,5
Cobalt	mg/l	2,0
Lithium	mg/l	5,0
Mercure	mg/l	0,01
Sélénium	mg/l	0,02
Vanadium	mg/l	1,0

Tableaux III.3 : Les paramètres microbiologiques **journal officiel de la République Algérienne. N26° du 2012** :

Groupe des cultures	coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique)	Nématodes intestinaux (œufs/1) (moyenne arithmétique)
Irrigation non restrictive	< 100	Absence
Culture de produits pouvant être consommés crus		
Légumes qui ne sont consommés que cuits		
Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation alimentaire	< 250	< 0,1
Arbres fruitiers		
Cultures et arbustes fourragers		
Cultures céréalières	Seuil recommandé 1000	< 1
Culture industriel		
Arbres forestiers		
Plantes florales et ornementales		
Cultures du groupe précédente (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée	Pas des normes recommandées	Pas des normes recommandées

Tableaux III.4 : Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées :

Groupe des cultures pouvant être irriguée avec des eaux usées épurées	Liste des cultures
Arbres fruitiers (1)	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, cerise, noix...etc.
Agrume	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, lime, clémentine.
Cultures fourragères(2)	Bersim, sorgho fourragers, vesce et luzerne.
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave.

Culture céréalières	Blé, orge, triticales et avoine.
Culture de production de semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et atriplex.
Plantes florales à sécher ou à usage industriel.	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

Tableaux III.5 : Recommandation de l'OMS

Réglementation de l'OMS				
Catégories	Condition de réutilisation	Groupe expose	Œuf d'helminthe (NNP/ml)	Coliforme (NNP/100ml)
A	Irrigation de culture pouvant être consommées crues, terrain de sport, parc public.	Travailleurs consommateurs public.	≤ 1	≤ 1 000
B	Irrigation de cultures céréalières, industrielle, de fourrages, d'arbres fruitiers et de pâturages.	Travailleurs	≤ 1	Pas de recommandation standard
C	Irrigation localisée de la catégorie B, sans exposition possible avec les travailleurs ou le public.	Personne	Non applicable	Non applicable

III.5. Contrainte de la réutilisation des eaux usées épurées

✚ Risque microbiologique :

- Dans le cas de l'agriculture, les microorganismes se retrouvent à la surface des plantes et sur le sol. Les feuilles et la plante créent un endroit frais, humide (évapotranspiration) et à l'abri du soleil. Une contamination peut donc avoir lieu au moment de la croissance des végétaux ou même de la récolte.
- Le mode d'irrigation joue également un rôle non négligeable dans la définition du risque microbiologique :
 - L'irrigation souterraine ou gravitaire peut nuire à la qualité des eaux souterraines et de surface.
 - L'irrigation par aspersion crée des aérosols pouvant être gênants pour la santé humaine.
- Les helminthes (ascaris, trichocéphales, ...) représentent le risque microbiologique principal, suivi par les affections bactériennes (choléra ...) à moindre échelle et enfin, de façon très limitée, les virus. [30]

✚ Risque chimique :

- Les faibles concentrations en micropolluants dans les eaux usées traitées peuvent être un frein à la recharge d'aquifère. Même en faibles quantités, ces éléments présentent des risques de toxicité humaine à court terme et de maladies à plus long terme.
- Le risque posé par les effets à long terme de ces produits, pour lesquels il n'existe souvent aucune étude, est encore inconnu. De même, l'apparition de nouvelles substances toxiques n'est pas à exclure et il faut rester prudent, surtout vis-à-vis d'eaux usées traitées urbaines qui, dans certains cas, pourraient avoir une caractéristique chimique différente et des concentrations plus importantes. [30]

✚ Risques environnemental :

- Le risque environnemental s'inscrit à la fois dans une optique de protection des ressources en eau et de préservation du sol. De plus, ce risque est intimement lié aux deux précédents.
- Dans un contexte agricole :
 - L'influence d'un excès de bore et d'autres éléments traces éventuels ;
 - L'affectation du rendement par la salinité ;
 - Le risque d'alcalinisation des sols par excès de sodium ;
 - Un résiduel en chlore trop important ;

- Un excès de nutriments (azote, phosphore, potassium) ou les brûlures de feuille par le sel en cas d'aspersion.
- Une grande quantité d'ions de sodium dans l'eau affecte la perméabilité des sols et pose des problèmes d'infiltration ; [30]

Tableau III.6 : Les avantages et les inconvénients de la REUE

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Préservation de la ressource en eau ; • Protection du milieu : réduction des rejets d'effluents dans le milieu récepteur ; • Eaux usées largement présentes en zone urbaine ; • Limitation de l'utilisation d'engrais dans l'agriculture ; • Création d'emploi ; • Permet d'approvisionner en eau des territoires en stress hydrique, limite donc l'exode de population. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisation d'énergie ; • Investissement et exploitation coûteuses, impacts sur le prix de l'eau ; • Risque sanitaire et environnemental en cas de contrôles insuffisants ; • Peut s'apposer à une prise de conscience d'une gestion économe de la ressource ;

III.6. Conclusion

Compte tenu des éléments présents dans les eaux usées, la réutilisation d'une eau de mauvaise qualité peut présenter des risques pour la santé et l'environnement, et poser des problèmes d'ordre technique en bouchant les conduites et les systèmes d'irrigation par exemple. D'un point de vue sanitaire, la quantité de contaminants qui parvient dans l'environnement se nomme la charge excrétée. Sa composition dépend de la population à l'origine de la production des eaux usées, et notamment de la proportion d'individus infectés et des conditions d'hygiène. Elle peut être considérablement réduite par un traitement adéquat. Ce dernier est donc impératif dans le cas d'une REUE.



Chapitre IV :

Estimation du besoin et des
charges polluantes

IV.1. Introduction

Dans un projet de conception d’une station d’épuration, l’évaluation des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter (la charge polluante) sont indispensables car il s’agit des facteurs de base de dimensionnement des ouvrages d’une station de traitement des eaux usées.

IV.2. Estimation des besoins en futur

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

On a deux types de consommation :

- Consommation domestique ;
- Consommation des équipements ;

IV.2.1. Besoin domestique :

On entend par besoins domestique, l’utilisation de l’eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté...etc.

$$Q_j = N_{hab} * Dot \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

Qj : La consommation journalier (m3/j) ;

N : Population ;

Dot : la dotation (l/j/habitant);

Tableau IV.1: Consommation en eau de la ville d’OUED RHIOU

Horizon	2030	2050
Population	99 393	151 800
dotation (l/j/habitant)	150	
consommation journalière $Q_{moy,j}$ (m3/j)	14908,9	22770,05

CHAPITRE IV Estimation du besoin et des charges polluantes

IV.2.2. Besoin équipements :

Tableau IV.2 : Consommation actuelle en eau potable des équipements de la ville d'OUED

RHIOU

Type de consommateur	Désignation	Quantité	Dotation (l/unités/Jour)	Unité	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _h (m ³ /h)
Etablissement sanitaire	Hôpital	260	200	Lits	52	2,1666
	Polyclinique	160	15	Patient	2,4	0,1
	04 salles de soin	80	15	Patient	1,2	0,05
	Maternité	14	100	Patient	1,4	0,0583
Etablissement scolaires	23 écoles	9 364	10	Elève	93,64	3,9016
	06 CEM	4 734	20	Elève	94,68	3,945
	03 lycées	3 500	20	Elève	70	2,9166
Equipement sportifs	stade communal	1	8200	stade	8,2	0,3416
	06 terrains de jeux	100	5	Chambre	0,5	0,0208
Equipement touristique	Hôtel	20	300	Chambre	6	0,25
Etablissement administrative	Siège APC	544	4	m ²	2,176	0,0906
	Daïra	35	180	employer	6,3	0,2625
	Siege PTT	420	4	m ²	1,68	0,07
	06 hydrauliques	150	15	Employer	2,25	0,09375
	Plais de justice	1315	4	m ²	5,26	0,2191
	02 gendarmeries	80	180	Gendarme	14,4	0,6
	Protection civil	3310	20	m ²	66,2	2,7583
	Sonal-gaz	396	4	m ²	1,584	0,066
	02 centres commerciaux	4402	4	m ²	17,608	0,7336
	02 stations d'essence	250	200	Client	50	2,0833
	Commune	30	180	Garde	5,4	0,255
	Banque	420	4	m ²	1,68	0,07

Etablissement public	10 mosquées	4 634	10	Fidèle	46,34	1,9308
	01 maison de jeune	572	10	m ²	5,72	0,2385
	04 lavages	120	150	voiture	18	0,75
	Abattoir	60	200	Tête	12	0,5
	03 restaurants	300	35	personne	10,5	0,4375
	08 douches et 06 bains	200	25	personne	5	0,2083
Total					602,118	28,0882

IV.2.3. Calcul besoin total :

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

$$Q_{moy,j,tot} = Q_{moy,j} + Q_{equip} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Donc on aura :

➤ **Pour l'horizon 2030 :**

$$Q_{moy,j,tot} = 14\,908,9 + 602,118 = 15511,04 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Q_{moy,j,tot} = \mathbf{15511,04m^3/j}$$

➤ **Pour l'horizon 2050 :**

$$Q_{moy,j,tot} = 22770,05 + 602,118 = 23372,17 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Q_{moy,j,tot} = \mathbf{23372,17m^3/j}$$

Pour éviter le risque des fuites et de gaspillage on fait une majoration de 15% donc on aura :

$$Q'_{moy,j,tot} = Q_{moy,j} * 1,15 \dots\dots\dots(IV.3)$$

➤ **Pour l'horizon 2030 :**

$$Q'_{moy,j,tot} = 1,15 * 15511,04 = 17837,7 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Q'_{moy,j,tot} = \mathbf{17837,7m^3/j}$$

➤ **Pour l'horizon 2050 :**

$$Q'_{moy,j,tot} = 23372,17 * 1,15 = 26878 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Q'_{moy,j,tot} = \mathbf{26878m^3/j}$$

IV.3. Estimation des charges

IV.3.1. Les charges hydrauliques

IV.3.1.1. Calcul des débits des eaux usées évacue

Le calcul des débits des eaux usées domestiques déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet pris égale à 80% selon la direction des ressources en eau (DRE) de RELIZANE. En effet, il est utile de noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des fuites sous diverses formes et qui peuvent atteindre 20 à 30 % de production. On peut déterminer le débit moyen journalier des eaux usée rejetées par la population suivant la relation :

$$Q_{moy,j} = Q_j * Cr \dots\dots\dots(IV.4)$$

- **Q_{moy,j}**: Débit moyen journalier rejetée (m³/j) ;
- **Cr** : Coefficient de rejet (**0,80**) ;
- **Q_j** : La consommation journalière (m³/j)

Selon le **tableau IV.3** : (récapitulatif des besoins en eau pour différent horizon) on a estimé le débit moyen journalier pour les deux horizons, 17 747 m³/j pour 2030 et 26 878 m³/j pour 2050.

Les débits moyens journaliers rejetés sont regroupés dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 : Débit de rejet des eaux usées

Horizon	2030	2050
Coefficient de réduction globale	0,8	0,8
Débit de consommation (m ³ /j)	17 837,7	26878
Débit de rejet (m ³ /j)	14270,16	21 502

IV.3.1.2. Le débit moyen horaire :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec :

-Q_{moy,h} : débit moyen horaire (m³/h) ;

- Q_{moy,j} : débit moyen journalier(m³/j) ;

- **Pour horizon 2030 :** Q_{moy,h} = 592 m³/h
- **Pour horizon 2050 :** Q_{moy,h} = 896 m³/h

IV.3.1.3. Calcule débit de point :

Ont distingué le débit suivant :

➤ **Débit de point par temps sec :**

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

Q_{pts} : débit de point par temps sec ;

K_p : coefficient de pointe ;

Q_{moy, j} : débit moyen journalier des eaux usée (m³/j) ;

Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

$$\text{Avec : } \begin{cases} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} & \text{si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s} \dots \dots \dots (IV.7) \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases}$$

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

Le débit de point en temps sec est donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) * Q_{pts} \dots \dots \dots (IV.8)$$

Q_{ptp} : débit de point en temps de pluie (3*Q_{pts}) ;

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

Tableau IV.5 : Les débits de points en temps sec et au temps de pluie pour différent horizons

Horizon	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pts} (m ³ /j)	Q _{pts} (m ³ /h)	Q _{ptp} (m ³ /h)	Q _{ptp} (m ³ /j)
2030	164	1,7	24 136,6	1 006,4	3 019,02	72 409, 8
2050	249	1,66	35 693,32	1 487,36	4 462,08	107 079,96

IV.3.1.4. Capacité de la future STEP :

La capacité de la future station d’épuration de la ville d’Oued Rhiou en termes de débit, sera de **14 198 m³/j** pour horizon 2030 et **21 502 m³/j** pour horizons 2050.

La population équivalente estimée à partir de la formule suivante :

$$EqH = \frac{Q_{moy,j}}{(Dot*80\%)} \dots \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

EqH : équivalente habitant ;

Q_{moy,j} : Débit moyen journalier rejetée(m³/j) ;

Dot : dotation pour les deux horizons (150 l/hab/jour) ;

• **Horizon 2030** : 118 317 EqH

• **Horizon 2050** 179 183 EqH

IV.3.2. Evaluation des charges polluantes :

IV.3.2.1. La charge moyenne journalière en DBO₅ :

$$L_0 = C_{DBO5} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec :

-**L₀** : charge moyenne journalier en DBO₅ (**kg/j**) ;

- [**DBO₅**] : la concertation en DBO₅moyenne (**Kg/m³**) ;

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

IV.2.2.2. La charge moyenne journalière en DCO

$$DCO_0 = C_{DCO} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

-**DCO₀** : charge moyenne journalier en DCO (**Kg/j**) ;

-**C_{DCO}** : la concentration en DCO moyenne (**Kg/m³**) ;

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

IV.3.2.3. La charge moyen journalieren MES

$$MES_0 = C_{MES} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.13)$$

Avec :

-**MES₀** : charge moyenne journalier en MES (**kg/j**) ;

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

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

IV.3.2.4. La charge moyenne journalière en azote (N)

$$N = C_N * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec :

-**N** : charge moyenne journalier en azote (N) (**Kg/j**) ;

-**C_N** : la concentration en azote moyenne (N) (**Kg/m³**) ;

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

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

Tableau IV.6 : Les charges polluantes

Paramètres	Les Concentrations (mg/l)		Les charges journalières (kg/j)	
	2030	2050	2030	2050
Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$	14 198	21 502	14 198	21 502
DBO ₅	450	450	6 389	9 676
MES	601	601	8 532	12 923
DCO	708	708	10 052	15 223
N	83	83	1 178	1 785
K= rapport (DCO/DBO₅)	1,57	1,57	1,57	1,57

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de biodégradabilité **K** des eaux des rejets d'Oued Rhiou est de **1,57** ce qui signifie que ces eaux contiennent des matières organiques (M.O) facilement biodégradables, donc un traitement biologique à boue activée est tout à fait adéquat pour traiter cette eau usée.

VI.3. Conclusion

La détermination des charges hydrauliques et polluantes à traiter est une étape primordiale lors de la réalisation d'un projet de station d'épuration.

Selon la valeur du coefficient de biodégradabilité, un traitement biologique à boue activée est adéquat pour traiter cette eau usée en vue de son réutilisation en milieu agricole.



Chapitre V:

Dimensionnement de la
station d'épuration

V.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 requise pour le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées, telles que :

- Le nombre d'équivalent habitant (EqH) ;
- Débit total journalier (m^3/j) ;
- Débit moyen horaire (m^3/h) ;
- Débit de pointe en temps sec et en temps de pluie (m^3/j) ;
- Charge polluantes (DBO₅et MES) (Kg/j).

Une station d'épuration comprend en général :

- Un poste de relevage des eaux brute ;
- Un prétraitement (Dégrillage, Dessablage-Déshuilage) ;
- Un traitement biologique (bassin d'aération, décanteur secondaire pour la clarification) ;
- Un traitement des boues (épaississement, déshydratation, lit de séchage,...).

V.2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Les données de base pour le dimensionnement sont regroupées dans tableau suivant :

Tableau V.1 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

Paramètres	Unités	Horizon	
		2030	2050
Capacité	EqH	118 317	179 183
Charge hydraulique			
-débit moyen journalier (Q _{moy,j})	m^3/j	14 198	21 502
-débit moyenne horaire (Q _{moy, h})	m^3/h	592	896
-coefficient de pointe		1,7	1,66
-débit de pointe horaire en temps sec (Q _{pts})	m^3/h	1 006	1 487
-débit de pointe horaire en temps de pluie (Q _{ptp})	m^3/h	3 019	4 462
Charge polluante			
DBO₅			
Charge journalier	Kg/j	6 389	9 676
MES			

Charge journalier	Kg/j	8 532	12 923
DCO			
charge journalier	Kg/j	10 052	15 223
N-NK			
charge journalier	Kg/j	1 178	1 785
Phosphore			
Charge journalier	Kg/j	38,48	58,27
Température	°C	17,4	17,4
PH	-	7,73	7,73
Conductivité	µs/cm	3568,6	3568,6

Le dimensionnement effectuer au dessous est pour l'horizon 2050.

V.2.1.Prétraitement

V.2.1.1.Dégrillage

a) Calcul de dégrilleurs : [24]

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

➤ **Largeur de la grille :**

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

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1-\beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots(V.1)$$

B: La largeur de la grille (m).

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).

β : Fraction de surface occupée par des barreaux,

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

d : Epaisseur des barreau (cm).

e : Espacement des barreaux (cm).

Tableau V.2 : Espacement et épaisseur des barreaux

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

σ : Coefficient de colmatage de grille.

✓ Pour une grille manuelle, $\sigma = (0,1 \text{ à } 0,3)$.

✓ Pour une grille mécanique, $\sigma = (0,4 \text{ à } 0,5)$.

S : Surface de passage de l'effluent.

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v} \dots\dots\dots (V.3)$$

Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (**m³/s**),

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

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

En remplaçant l'équation (V.3) dans (V.8), on trouve :

$$B = \frac{Q_{ptp} * \sin\alpha}{v * h_{max} * (1-\beta) * \sigma} \dots\dots\dots (V.4)$$

a.1) dimensionnement du dégrillage grossier :

Le dimensionnement du dégrillage grossier est réalisé à l'aide des données suivante :

Tableaux V.3 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	v (m/s)	α (°)	h _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	β	σ
Valeur	1,24	0,8	60	0,9	2	8	0,2	0,5

Alors :

$$B = \frac{1,24 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * (1-0,2) * 0,5} = 3,72 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{B=3,72 \text{ m}}$$

$$S = \frac{1,24}{0,8} = 1,55 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S =1,55m^2}$$

- Calcul la longueur mouille de la grille :

On a : $\sin\alpha = h_{max} / L_0$ alors : $L_0 = h_{max} / \sin 60 = 0,9 / \sin 60 = 1,03\text{m}$ **L₀ = 1,03 m**

- La longueur de la grille :

$L = L_0 + 0,5$ donc $L = 1,03 + 0,5 = 1,53 \text{ m}$ **L = 1,53 m**

a.2) Dimensionnement du dégrillage fin:

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

Tableau V.4 : 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)	β	σ
Valeur	1,240	0,8	60	0,9	1	2	0,5	0,5

$$B = \frac{1,24 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * \left(1 - \left(\frac{1}{3}\right)\right) * 0,5} = 3,4\text{m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{B = 3,4 m}$$

$$S = \frac{1,24}{0,8} = 1,55 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S = 15,5 m}^2$$

- Calcul la longueur mouille de la grille :

On a : $\sin \alpha = h_{\max} / L_0$ alors : $L_0 = h_{\max} / \sin 60 = 0,9 / \sin 60 = 1,03\text{m}$ **L₀ = 1,03 m**

- La longueur de la grille :

$L = L_0 + 0,5$ donc $L = 1,03 + 0,5 = 1,53 \text{ m}$ **L = 1,53 m**

➤ **Calcul des pertes de charge :**

KIRSCHMER a établi une relation entra la perte de charge et le coefficient de forme des barreaux et l'angle de la grille avec horizontale. [24]

$$\Delta H = \delta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

ΔH : la perte de charge (m)

δ : Le coefficient de forme des barreaux

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

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

V : Vitesse d'écoulement dans la grille (0,8 m/s)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec horizontal (α = 60°)

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

Tableau V.5 : Les valeurs de δ [25]

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

On prend $\delta = 1,79$.

- **Cas d'un dégrilleur grossier :**

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{2}{8}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,8)^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,0079 \text{ m} = 0,79 \text{ cm} \qquad \Delta H = 0,79 \text{ cm}$$

- **Cas d'un dégrilleur fin :**

$$\Delta H = 1,79 * \left(\frac{1}{3}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{(0,8)^2}{2*9,81} * \sin 60 = 0,01 \text{ m} = 1 \text{ cm} \qquad \Delta H = 1 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des volumes des déchets retenus au niveau des grilles :**

Le volume des détritits retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et la qualité des eaux à épurer [3]. Soit :

$$\frac{12}{e} < V < \frac{15}{e} \dots\dots\dots (V.6)$$

a) Grille grossière :

$V_{\max} = 15/8 = 1,875 \text{ l/EH/an}$, pour $N = 179 \text{ 183 EH}$ à l'horizon 2050, le V_{\max} des déchets

Sera :

$$V_{\max} = \frac{1,875 * 10^{-3} * 179 \text{ 183}}{365} = 0,92 \text{ m}^3/\text{j} \qquad V_{\max} = 0,92 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = 12/8 = 1,5 \text{ l/EH/an} = \frac{1,5 * 10^{-3} * 179 \text{ 183}}{365} = 0,74 \text{ m}^3/\text{j} \qquad V_{\min} = 0,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) Grille fin:

$V_{\max} = 15/2 = 7,5 \text{ l/EH/an}$, pour $N = 179 \text{ 183 EH}$ à l'horizon 2050 le V_{\max} des déchets sera :

$$V_{\max} = \frac{7,5 * 10^{-3} * 179 \text{ 183}}{365} = 3,68 \text{ m}^3/\text{j} \qquad V_{\max} = 3,68 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\min} = 12/2 = 6 \text{ l/EH/an} = \frac{6 * 10^{-3} * 179 \text{ 183}}{365} = 2,95 \text{ m}^3/\text{j} \qquad V_{\min} = 2,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau ci- dessous résume les résultats de calcul des dégrilleur :

Tableau V.6 : Les résultats de calcul des dégrilleurs

Horizon 2050 avec Q _{ptp} = 12,40 m ³ /s			
Paramètre	Unité	Grille grossière	Grille fin
La hauteur d'eau (h _{max})	M	0,9	0,9
Epaisseur des barreaux (d)	Cm	2	1
Espacement des barreaux (e)	Cm	8	2
Largeur de la grille (B)	m	3,72	3,4
Longueur de la grille (L)	m	1,53	1,53
Surface (S)	m ²	1,55	1,55
Perte de charge (ΔH)	M	0,79	1
Volume maximal des déchets (V _{max})	m ³ /j	0,92	3,68
Volume minimal des déchets (V _{min})	m ³ /j	0,74	2,95

V.2.2.2. Dessablage-Déshuilage :

a) Dimensionnement du bassin de déssableur-déshuileur :

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante : [26]

$$\frac{L}{H} < \frac{v_e}{v_s} \quad \text{Ou} \quad v_e < v_s \dots \dots \dots (V.7)$$

L : Longueur du bassin (m) ;

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

v_e : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est **v_e = 0,2 à 0,5 m/s**) ;

v_s : la vitesse de sédimentation (vitesse **v_s = 10 à 15 m/h**)

L/H : varier de **10 à 15**

T_s : le temps de séjour et compris entre **20 minute** au débit de point.

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

Tableau V.7 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètre	Q _{ptp} (m ³ /s)	H (m)	v _e (m/s)	v _s (m/s)	L/H	T _s (min)
Valeur	1,24	3	0,3	0,004	10	20

➤ **Le volume de déssableur (V) :**

$$V = Q_{ptp} * T_s \dots \dots \dots (V.8)$$

$$V = 1,24 * 20 * 60 = 1488 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 1488 \text{ m}^3}$$

➤ **La surface horizontale (S_h) :**

$$S_h = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (V.9)$$

$$S_h = \frac{1488}{3} = 496 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad S_h = 496 \text{ m}^2$$

➤ **La longueur (L) :**

$$\frac{L}{H} = 10 ; L = 10 * H = 10 * 3 = 30 \text{ m} \qquad \qquad \qquad L = 30 \text{ m}$$

➤ **La largeur (l) :**

$$S_h = L * l$$

$$l = \frac{S_h}{L} = \frac{496}{30} = 16,5 \text{ m} \qquad \qquad \qquad l = 16,5 \text{ m}$$

➤ **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 [3].

$$q_{air} = Q_{ptp} * V \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

V : Volume d'air à injecter (m³), on prend **V= 1,5 m³**.

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

$$\implies q_{air} = 1,24 * 1,5 = 1,86 \text{ m}^3 /s = 6,696 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}$$

➤ **Vérification de la condition de dimensionnement :**

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \qquad \implies \qquad \frac{30}{3} < \frac{0,3}{0,004}$$

$$10 < 75 \qquad \implies \qquad \text{la condition de dimensionnement est vérifiée}$$

b) Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

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

Tableau V.8 : Pourcentage de MVS [27] :

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

Dans notre cas le rapport **MES/ DBO₅ = 12923 / 9676 = 1,335**.

$$\text{Alors : MES} = 62,5\% \text{ MVS} + 37,5\% \text{ MM} \dots\dots\dots (V.11)$$

Les charge en MES à l'entrée de dessableur est : **MES= 12 923Kg/j**

- Les matières minérales totales $\implies MM = 0,375 * 12\ 923 = 4\ 846\ \text{Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension $\implies MVS = 0,625 * 12\ 923 = 8\ 077\ \text{Kg/j}$

Le dessableur permet d'éliminées des **70%** des matières minérale totales.

- Les matières minérales éliminées par le dessableur $\implies MM_e = 0,7 * 4\ 846 = 3\ 392\ \text{Kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur $\implies MMs = 4\ 846 - 3\ 392 = 1\ 454\ \text{Kg/j}$
- MES sortants du dessableur :

$$MES_s = MVS + MMs \implies MES_s = 8\ 077 + 1\ 454 = 9\ 531\ \text{Kg/j} \quad \text{MES}_s = 9\ 531\ \text{Kg/j}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour l'horizon 2050.

Tableau V.9 : Dimensionnement du dessableur – déshuileur

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Volume (V)	m ³	1488
Surface horizontal (S_h)	m ²	496
Hauteur (H)	m	3
Longueur (L)	m	30
Largeur (l)	m	16,5
Temps de séjour par tems sec (T_s)	min	20
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m ³ d'air /h	6,696
Les matières minérales totales (MM)	Kg/j	4 846
Les matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	8 077
Les matières minérales éliminées par le dessableur (MM_e)	Kg/j	3 392
Les matières minérales à la sortie de dessableur (MM_s)	Kg/j	1 454
Les matières en suspension à la sortie de dessableur (MES_s)	Kg/j	9 531

V.2.2. Traitement primaire (décanteur primaire)

V.2.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire pour des raisons économiques.

Les principes de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = Q_{pts} / S_h \text{ (m/h)} \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

Q_{pts} : Débit de pointe par temps sec ;

S_h : Surface horizontale du décanteur ;

- Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2 m.
- Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Q_{pts} / Q_{moyh} .

Tableau V.10 : Les valeurs limite en fonction de K

$K = Q_{pts} / Q_{moyh}$	2,5	3	5	8	10
V_{lim}	2	2,5	3,75	5	6

$$K = Q_{pts} / Q_{moyh}$$

On a :

Q_{moyh} : Débit moyen horaire = 896 m³/h ;

Q_{pts} : Débit de point au temps sec = 1487 m³/h.

D'où :

$$K = 1487 / 896 = 1,65 \text{ donc d'après ce tableau on titre la vitesse } V_{lim} = 2 \text{ m/h.}$$

- **La surface horizontale du décanteur :**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 4\,462 / 2 = 2\,231 \text{ m}^2$$

$$S_h = 2\,231 \text{ m}^2$$

- **Volume de décanteur :**

On prend $T_s = 2\text{h}$.

$$V = Q_{ptp} * T_s = 4\,462 * 2 = 8\,924 \text{ m}^3 \text{ on prévoit deux décanteur.}$$

- **La hauteur du décanteur :**

$$H = V / S_h = 8\,924 / 2\,231 = 4 \text{ m}$$

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

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 8924}{\pi \cdot 4}} = 53,29 \text{ m} \quad \mathbf{D = 53,29 \text{ m}}$$

➤ **Détermination du temps de séjour :**

➤ Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{\text{moy h}} = 8\,924 / 896 = 9,95 = 9 \text{ h } 57 \text{ min } 35\text{s} \quad \mathbf{T_s = 9h 57 min 35s}$$

➤ Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 8\,924 / 1487 = 6 \text{ h} \quad \mathbf{T_s = 6 \text{ h}}$$

V.2.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35 % de la DBO₅ et 60 % de la MES et 35% DCO.

➤ **Charge à l'entrée du décanteur :**

$$\text{DBO}_5 = 9\,676 \text{ kg/j ;}$$

$$\text{DCO} = 15\,223 \text{ kg/j ;}$$

$$\text{MES} = 9\,531 \text{ kg/j ;}$$

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 * \text{DBO}_5 = 0,35 * 9676 = 3386,6 \text{ kg/j} \quad \mathbf{DBO}_{5e} = 3\,386,6 \text{ kg/j}$$

$$\text{DCO}_e = 0,35 * \text{DCO} = 0,35 * 15\,223 = 5328,05 \text{ kg/j} \quad \mathbf{DCO}_e = 5328,05 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 * \text{MES} = 0,6 * 9531 = 5\,718,6 \text{ kg/j} \quad \mathbf{MES}_e = 5\,718,6 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS}_e = 0,7 * \text{MES}_e = 0,7 * 5\,718,6 = 4\,003,02 \text{ kg/j} \quad \mathbf{MVS}_e = 4\,003,02 \text{ kg/j}$$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5e} = 9676 - 3386,6 = 6\,289,4 \text{ kg/j} \quad \mathbf{DBO}_{5s} = 6\,289,4 \text{ kg/j}$$

$$\text{DCO}_s = \text{DCO} - \text{DCO}_e = 15223 - 5328,05 = 9\,894,95 \text{ kg/j} \quad \mathbf{DCO}_s = 9\,894,95 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 9\,531 - 5\,718,6 = 3\,812,4 \text{ kg/j} \quad \mathbf{MES}_s = 3\,812,4 \text{ kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 * MES_s = 0,7 * 3\,812,24 = 2\,668,68 \text{ kg/j}$$

$$MVS_s = 2\,668,68 \text{ kg/j}$$

Tableau V.11 : Récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Volume (V)	m ³	8 924
Surface horizontale (S _h)	m ²	2 231
Hauteur (H)	m	4
Le diamètre (D)	m	53,29
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec (T _s)	h	6
Temps de séjour pour le débit moyen horaire (T _s)	h	9,95
La charge DBO ₅ éliminée par le décanteur (DBO _{5e})	Kg/j	3 386,6
La charge DCO éliminée par le décanteur (DCO _e)	Kg/j	5328,05
La charge DBO ₅ à la sortie du bassin (DBO _{5s})	Kg/j	6 289,4
La charge DCO à la sortie du bassin (DCO)	Kg/j	9 894,95
Les matières en suspension éliminées par le décanteur (MES _e)	g/j	5 718,6
Les matières en suspension à la sortie de décanteur (MES _s)	Kg/j	3 812,4
Les matières volatiles en suspension éliminée par le décanteur (MVS _e)	Kg/j	4 003,02
Les matières volatiles en suspension à la sortie du décanteur (MVS _s)	Kg/j	2 668,68
Nombre	-	2

V.2.3. Traitement secondaire :

Le procédé proposé est le traitement biologique par boues activées (il est classé selon leur charge volumique (C_v) et leur charge massique (C_m)). Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire où arrivent les eaux usée prétraitées ayant subies une décantation primaire.

V.2.3.1. Bassin biologique à faible charge :

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 : $C_v = 0,5$ Kg DBO₅/j/m³.

➤ **Volume total du bassin :**

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots(V.13)$$

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

L_0 : la charge en DBO₅ à l'entrée de bassin d'aération en (kg DBO₅/j)

V : le volume du bassin en (m³)

Donc : $V = L_0 / C_v$

$$V = 9676 / 0,5 = 19\ 352\ m^3 \qquad \qquad \qquad V = 19\ 352\ m^3$$

Le volume utile par un bassin : $V_u = V/4 \implies V_u = 19352 / 4 = 4\ 838\ m^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} \implies S_h = \frac{19352}{4} = 4\ 838\ m^2 \qquad \qquad \qquad S_h = 4\ 838\ m^2$$

La surface utile par un bassin : $S_{hu} = S_h/4 \implies S_{hu} = 4838/4 = 1\ 210\ m^2$

➤ **La longueur et largeur du bassin :**

Si on prend : **L = 2 l**

$$S_{hu} = L * l = 2 * l^2 \implies l = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{1210}{2}} = 24,6\ m \qquad \qquad \qquad l = 24,6\ m$$

$$L = 2l = 2 * 24,6 = 49,6\ m$$

➤ **Le temps de séjour en temps sec:**

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{4838}{1487} = 3,25\ h = 3h\ 16min\ 40s \qquad \qquad \qquad T_s = 3h\ 16min\ 40s$$

a) calcule les charges :

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

Selon les normes de réutilisation des EUT en agriculture, la concentration (S_s) à la sortie doit être égale à 30 mg/L de DBO₅.

$$L_s = S_s * Q_{moy,j} \implies L_s = 30 * (10^{-6} * 10^3) * 21\ 502 = 645\ kg\ DBO_5 / j$$

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

$$L_e = L_0 - L_s \implies L_e = 9\ 676 - 645 = 9\ 031\ kg / j \qquad \qquad \qquad L_e = 9\ 031\ kg/j$$

➤ **Le rendement de l'épuration :**

$$R = L_0 - L_f / L_0 = 9676 - 645 / 9676 = 93\ % \qquad \qquad \qquad R = 93\ %$$

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

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \implies X_a = 9\ 676 / 0,2 = 48\ 380\ kg \qquad \qquad \qquad X_a = 48\ 380\ kg$$

➤ **Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \implies X_a = 48380 / 19352 = 2,5 \text{ kg/m}^3 \quad [X_a] = 2,5 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume de bassin d'aération en (m³).

b) Besoin en oxygène :

b.1) Besoins théorique en oxygène :

La quantité théorique d'oxygène donnée par la relation :

$$q_{O_2} = \alpha * L_e + b' * X_a \dots\dots\dots (V.14)$$

q_{O₂} : Besoin en oxygène en (kgO₂/j) ;

α : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, il dépend de la charge de la charge massique (C_m). **α = 0,5 * (C_m)^{-0,12} ;**

L_e : La charge en DBO₅ éliminé en (kg DBO₅/j) ;

b' : Coefficient cinétique de la respiration endogène. **b' = 0,13 * (C_m)^{0,16} ;**

X_a : La masse total de boues présente dans le bassin d'aération (kg) ;

- $\alpha = 0,5 * (C_m)^{-0,12} \implies \alpha = 0,5 * (0,2)^{-0,12} = 0,60 \quad \alpha = 0,60$

- $b' = 0,13 * (C_m)^{0,16} \implies b' = 0,13 * (0,2)^{0,16} = 0,10 \quad b' = 0,10$

$\implies q_{O_2} = (0,60 * 9\ 031) + (0,10 * 48\ 380) = 10\ 257 \text{ kg O}_2/\text{j} \quad q_{O_2} = 10\ 257 \text{ kgO}_2/\text{j}$

b.2) La quantité horaire d'oxygène nécessaire :

$$q_{O_2,h} = \frac{q_{O_2}}{24} \implies q_{O_2,h} = 10257 / 24 = 427,375 \text{ kg O}_2/\text{h} \quad q_{O_2,h} = 427,375 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

b.3) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin :

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \implies q_b = 10257 / 19352 = 0,53 \text{ kg/m}^3/\text{j} \quad q_b = 0,53 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

V : Volume total du bassin d'aération en (m³).

C) Détermination des caractéristiques de l'aérateur :

C.1) Puissance d'agitation:

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

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (V.15)$$

E_b : Puissance d'agitation (W) ;

Sh : Surface horizontale du bassin en (m²) ;

Pa : Puissance par m² du bassin avec Pa = 30 à 40 w/m², on prend **Pa = 35 w/m² ;**

$$E_b = 4838 * 35 = 169\ 330 \text{ W} = 169,330 \text{ KW}$$

C.2) Puissance nécessaire à l'aérateur :

$$E_a = \frac{q_{O_2} h}{N} \dots\dots\dots (V.16)$$

E_a : Puissance nécessaire à l'aérateur en (KW) ;

q_{O_2h} : La quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg O₂/h) ;

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

Donc :
$$E_a = \frac{427,375}{0,68} = 628,49 \text{ KW}$$

C.3) Nombre d'aérateur :

$n = \frac{E_a}{E_b} \implies n = 628,49 / 169,330 = 3,71 \implies n = 4 \text{ aérateurs}$

V.2.3.1.1. Bilan des boues :

a) Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder. [8]

$$\Delta x = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \dots \dots \dots (V.17)$$

X_{\min} : Boues minérales (20% de MES) 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 (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 : $b' = 0,09 \implies b = 0,0625$;

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

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

$MES_s = 9\,531 \text{ kg/j}$ (la sortie de dessableur- déshuileur)

- $X_{\min} = 20\% \text{ MES}_s \implies X_{\min} = 0,2 * 9531 = 1\,902 \text{ kg/j}$
 - $X_{\text{dur}} = 20\% \text{ MVS} \implies X_{\text{dur}} = 0,2 * 8077 = 1\,615 \text{ kg/j}$
 - $a_m L_e = 0,55 * 9031 \implies a_m L_e = 4967,05 \text{ kg/j}$
 - $b X_a = 0,0625 * 48380 \implies b X_a = 3023,75 \text{ kg/j}$
 - $X_{\text{eff}} = 30 * Q_j = (30 * 10^{-6} * 10^3 * 21502) \implies X_{\text{eff}} = 645 \text{ kg/j}$
- $\implies \Delta x = 1902 + 1615 + 4967,05 - 3023,75 - 645 = 4815,27 \text{ kg/j}$

b) La concentration des boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (V.18)$$

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

I_m : Indice de Mohlman. C'est le volume en (m) occupée par un gramme de boue après ½ heure de décantation.

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

On prend **I_m = 130**.

D'où : $X_m = 1200 / 130 = \mathbf{9,23 \text{ kg/m}^3}$ $X_m = \mathbf{9,23 \text{ kg/m}^3}$

c) Débit de boues en excès :

Ce débit est donné par : $Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots(V.19)$

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

D'où : $Q_{\text{excès}} = 4815,27 / 9,23 = \mathbf{521,65 \text{ m}^3/\text{j}}$

d) Débit spécifique par m³ du bassin :

$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta x}{V} \dots\dots\dots (V.20)$

$\Rightarrow \mathbf{q_{sp} = 4815,27 / 17352 = 0,27 \text{ kg /m}^3/\text{j}}$

e) Le taux de recyclage :

$R = \frac{[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} * 100 \dots\dots\dots(V.21)$

R : Le taux de recyclage en (%) ;

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

$\mathbf{R = \frac{2,5}{9,23-2,5} = 37\%}$

f) Débit de boues recyclées :

$Q_r = R * Q_j \dots\dots\dots(V.22)$

$\Rightarrow \mathbf{Q_r = 0,37 * 21\ 502 = 7\ 955,74 \text{ m}^3/\text{j}}$

g) Age de boues :

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

$A_b = \frac{Xa}{\Delta X} \dots\dots\dots(V.23)$

$\Rightarrow \mathbf{A_b = \frac{48380}{4815,27} = 10,04 = 10 \text{ jour}}$

V.2.3.1.2. Dimensionnement du clarificateur : (décanteur secondaire) :

Le clarificateur a pour but la séparation de l'eau et les boues. L'eau épurée est destinée vers le traitement tertiaire ou vers le milieu naturel, les boues déposées dans le clarificateur sont en partie recyclées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des bous en excès (épaississement, déshydrations). [28]

On opte pour un décanteur de forme circulaire, les principes de calcul du décanteur 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, on prend $t_s = 2$ h.
- La hauteur du clarificateur $H = 3$ m.
- On choisit deux chaines d'épuration.

a) La surface totale du clarificateur :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v_{as}} \implies S = 4\,462 / 1,2 = 3718,33 \text{ m}^2$$

Surface unitaire : $S_u = S/2 \implies S_u = 3718,33 / 2 = 1859,17 \text{ m}^2$

b) Le volume total :

$$V = Q_{ptp} * t_s \implies V = 4462 * 2 = 8\,924 \text{ m}^3$$

Volume unitaire : $V_u = V/2 \implies V_u = 8\,924 / 2 = 4\,462 \text{ m}^3$

c) Diamètre du clarificateur :

Pour chaque clarificateur $\implies D = \sqrt{\frac{4 * V_u}{\pi * H}} \implies D = \sqrt{\frac{4 * 4462}{3,14 * 3}} = 43,52 \text{ m}$

d) Le temps de séjour pour débit en temps sec:

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} \implies T_s = \frac{4\,462}{1487} = 3 \text{ h} \qquad T_s = 3 \text{ h}$$

Tableau V.12 : Les résultats de l'horizon 2050 à faible charge

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Bassin d'aération		
Débit journalier (Qj)	m ³ /j	21 502
Le débit de pointe en temps sec (Qpts)	m ³ /h	1 476
Le volume utile par bassin (V _u)	m ³	4 838
La surface utile par bassin (S _{hu})	m ²	1 210
Hauteur (H)	m	4
Longueur (L)	m	49,6

Largeur (l)	m	24,6
Temps de séjour en temps sec (T_s)	h	3,25
La charge en DBO_5 éliminée dans le bassin (L_e)	kg /j	9 031
La masse de boues dans le bassin (X_a)	Kg	48 380
Concentration de boues dans le bassin ($[X_a]$)	kg / m ³	2,5
La charge en DBO_5 à la sortie du bassin ($[L_s]$)	kg DBO_5 /j	645
Nombre		4
Besoin en oxygène		
Besoin en oxygène (q_{O_2})	kg O_2 /j	10 257
La quantité horaire d'oxygène nécessaire (q_{O_2h})	kg O_2 /h	427,375
La quantité d'oxygène nécessaire pour m³ du bassin (q_b)	kg/m ³ /j	0,53
L'aérateur de surface à installer		
Puissance par m² du bassin (P_a)	W/ m ²	35
Puissance d'agitation (E_b)	kW	169,330
Puissance nécessaire à l'aérateur (E_a)	kW	628,49
Nombre d'aérateur (n)	-	4
Bilan de boues		
La quantité de boues en excès (Δx)	kg/j	4815,27
Concentration des boues en excès (X_m)	kg/m ³	9,23
Débit de boues en excès ($Q_{excés}$)	m ³ /j	723,01
Débit spécifique par m³ du bassin (q_{sp})	kg/m ³ /j	0,27
Le taux de recyclage en (R)	%	37
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	7 955,74
Age des boues (A_b)	J	10
Clarificateur		
Nombre	-	2
Débit de pointe en temps sec (Q_{ptp})	m ³ /h	4462
La vitesse ascensionnelle (v_{as})	m/h	1,2
La surface unitaire (S_u)	m ²	1859,17
Le volume unitaire (V_u)	m ³	4 462
Le diamètre pour chaque bassin (D)	m	43,52
La hauteur (H)	m	3
Le temps de séjour en temps sec	h	3

V.2.3.2. Bassin biologique à moyen charge

Donc on est en face d'un traitement à boues activées à faible charge.

- Une charge massique : $0,2 < C_m < 0,5$ (Kg DBO₅ / Kg MVS /j) ;
- On prend une charge massique : $C_m = 0,4$ Kg DBO₅ / Kg MVS/j ;
- Une charge volumique : $0,6 < C_v < 1,5$ (Kg DBO₅/j/m³) ;
- On prend une charge volumique : $C_v = 1,2$ Kg DBO₅/j/m³.

➤ **Volume total du bassin :**

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

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

L_0 : la charge en DBO₅ à l'entrée de bassin d'aération en (kg DBO₅/j) (à la sortie du décanteur primaire)

V : le volume du bassin en (m³)

Donc : $V = L_0 / C_v$

$$V = 6289,4 / 1,2 = 5241,16 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V = 5241,16 \text{ m}^3$$

Le volume utile par un bassin : $V_u = V/4 \implies V_u = 5241,16/4 = 1310,29 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} \implies S_h = \frac{5241,16}{4} = 1310,29 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad S_h = 1310,29 \text{ m}^2$$

La surface utile par un bassin : $S_{hu} = S_h/4 \implies S_{hu} = 1310,29/4 = 327,57 \text{ m}^2$

➤ **La longueur et largeur du bassin :**

Si on prend : **L = 2 l**

$$S_{hu} = L * l = 2 * l^2 \implies l = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{327,57}{2}} = 12,79 \text{ m} \qquad \qquad \qquad l = 12,79 \text{ m}$$

$$L = 2l = 2 * 12,79 = 25,6 \text{ m}$$

➤ **Le temps de séjour :**

- Pour le débit de point par temps sec :

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{1310,29}{1487} = 0,88 \text{ h} \qquad \qquad \qquad t_s = 0,88 \text{ h}$$

- Pour le débit moyen horaire :

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{moyh}} = \frac{1310,29}{896} = 1,46 \text{ h} \qquad \qquad \qquad t_s = 1,46 \text{ h}$$

a) calcule les charges :**➤ La charge en DBO₅ à la sortie du bassin :**

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

$$L_s = S_s * Q_{\text{moy},j} \implies L_s = 30 * (10^{-6} * 10^3) * 21\,502 = \mathbf{645 \text{ kg DBO}_5 / j}$$

➤ La charge polluante en DBO₅ éliminée :

$$L_e = L_0' - L_s \implies L_e = 6\,289,4 - 645 = 5\,644,4 \text{ kg / j} \quad \mathbf{L_e = 5\,644,4 \text{ kg/j}}$$

➤ Le rendement de l'épuration :

$$R = L_0' - L_s / L_0' = 6289,4 - 645 / 6289,4 = 89 \% \quad \mathbf{R = 89\%}$$

➤ La masse de boue dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_0'}{C_m} \implies X_a = 6289,4 / 0,4 = 15\,723,5 \text{ kg} \quad \mathbf{X_a = 15\,723,5 \text{ kg}}$$

➤ Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} \implies [X_a] = 15723,5 / 5241,16 = 3 \text{ kg/m}^3 \quad \mathbf{[X_a] = 3 \text{ kg/m}^3}$$

V : Volume de bassin d'aération en (m^3).

b) Besoin en oxygène :**b.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 :

$$q_{O_2} = \hat{a} * L_e + b' * X_a$$

q_{O_2} : Besoin en oxygène en ($\text{kg O}_2/\text{j}$) ;

\hat{a} : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, il dépend de la charge massique (C_m). $\hat{a} = 0,5 * (C_m)^{-0,12}$;

L_e : La charge en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération en ($\text{kg DBO}_5/\text{j}$) ;

b' : Coefficient cinétique de la respiration endogène. $b' = 0,13 * (C_m)^{0,16}$;

X_a : Masse totale des boues dans le bassin d'aération (kg) ;

$$- \hat{a} = 0,5 * (C_m)^{-0,12} \implies \hat{a} = 0,5 * (0,4)^{-0,12} = 0,56 \quad \mathbf{\hat{a} = 0,56}$$

$$- b' = 0,13 * (C_m)^{0,16} \implies b' = 0,13 * (0,4)^{0,16} = 0,11 \quad \mathbf{b' = 0,11}$$

$$\implies q_{O_2} = (0,56 * 5644,4) + (0,11 * 15723,5) = 4890,449 \text{ kg O}_2/\text{j} \quad \mathbf{q_{O_2} = 4890,449 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

b.2) La quantité horaire d'oxygène nécessaire :

$$q_{O_2,h} = \frac{q_{O_2}}{24} \implies q_{O_2,h} = 4890,449 / 24 = 203,79 \text{ kg O}_2/\text{h} \quad \mathbf{q_{O_2,h} = 203,79 \text{ kg O}_2/\text{h}}$$

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

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \implies q_b = 4890,449 / 5644,4 = 0,86 \text{ kg/m}^3/\text{j} \quad q_b = \mathbf{0,86 \text{ kg/m}^3/\text{j}}$$

V : volume total du bassin d'aération en (m³)

C) Détermination des caractéristiques de l'aérateur :**C.1) Puissance d'agitation:**

$$E_b = S_h * P_a$$

E_b : Puissance d'agitation (**W**) ;

S_h : Surface horizontale du bassin en (m²) ;

P_a : Puissance par m² du bassin avec P_a = 30 à 40 w/m², on prend **P_a = 35 w/m²** ;

$$E_b = 1310,29 * 35 = 45860,15 \text{ W} = \mathbf{45,86 \text{ KW}}$$

C.2) Puissance nécessaire à l'aérateur :

$$E_a = \frac{q_{O_2} h}{N}$$

E_a : Puissance nécessaire à l'aérateur en (**KW**) ;

q_{02h} : La quantité horaire d'oxygène nécessaire (**kg O₂/h**) ;

N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (**kg O₂/KWh**) ;

Donc :
$$E_a = \frac{203,79}{0,68} = \mathbf{299,69 \text{ KW}}$$

C.3) Nombre d'aérateur :

$$n = \frac{E_a}{E_b} \implies n = 299,69 / 45,86 = 6,53 \implies \mathbf{n = 7 \text{ aérateurs}}$$

V.2.3.2.1. Bilan des boues**a) Calcul de la quantité des boues en excès :**

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

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

X_{min} : Boues minérales (20% de MES) 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 (élimination de DBO₅), **a_m = 0,53** ;

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** $\implies \mathbf{0,055}$;

X_a : Masse totale journalier de MVS dans le bassin (**kg**) ;

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

$MES_s = 3\,812,4 \text{ kg/j}$ (la sortie de décanteur primaire)

- $X_{min} = 20\% \text{ MES}_s \quad \Rightarrow \quad X_{min} = 0,2 * 3812,4 = 762,48 \text{ kg/j}$
- $X_{dur} = 20\% \text{ MVS}_s \quad \Rightarrow \quad X_{dur} = 0,2 * 2668,68 = 533,74 \text{ kg/j}$
- $a_m L_e = 0,53 * 5\,644,4 \quad \Rightarrow \quad a_m L_e = 2\,991,53 \text{ kg/j}$
- $b X_a = 0,055 * 24\,190 \quad \Rightarrow \quad b X_a = 864,79 \text{ kg/j}$
- $X_{eff} = 30 * Q_j = (30 * 10^{-6} * 10^3 * 21\,502) \quad \Rightarrow \quad X_{eff} = 645 \text{ kg/j}$

$$\Rightarrow \quad \Delta x = 762,48 + 533,74 + 2\,991,53 - 864,79 - 645 = 2\,778,22 \text{ kg/j}$$

b) La concentration des boues en excès :

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

X_m : Concentration des boues en excès en (kg/m^3) ;

I_m : Indice de Mohlman. C'est le volume en (m) occupée par un gramme de boue après ½ heure de décantation.

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

On prend $I_m = 130$.

D'où : $X_m = 1200 / 130 = 9,23 \text{ kg/m}^3$

c) Débit de boues en excès :

Ce débit est donné par : $Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m}$

$Q_{excès}$: Débit de boues en excès en (m^3/j).

D'où : $Q_{excès} = 2778,22 / 9,23 = 300,98 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{excès} = 300,98 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) Débit spécifique par m^3 du bassin :

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

$$\Rightarrow \quad q_{sp} = 2778,22 / 5644,2 = 0,49 \text{ kg / m}^3/\text{j}$$

e) Le taux de recyclage :

$$R = \frac{[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} * 100$$

R : Le taux de recyclage en (%) ;

$[X_a]$: Concentration de boues dans le bassin en (kg/m^3) ;

$$R = \frac{3}{9,23-3} = 48 \%$$

f) Débit de boues recyclées :

$$Q_r = R * Q_j$$

$$\Rightarrow Q_r = 0,48 * 21\,502 = 10\,320,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

g) Age de boues :

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

$$A_b = \frac{Xa}{\Delta X} \dots\dots\dots(V.24)$$

$$\Rightarrow A_b = \frac{15723,5}{2778,22} = 5,65 = 5 \text{ jour } 15\text{h } 36\text{min}$$

V.2.3.2.2. Dimensionnement du clarificateur : (décanteur secondaire) :

Le calcul du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante (à faible charge).

Tableau V.13 : Résultats de calcul du clarificateur à moyen charge

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Nombre	-	2
Débit de pointe en temps sec (Q _{ptp})	m ³ /h	4462
La vitesse ascensionnelle (v _{as})	m/h	1,2
La surface unitaire (S _u)	m ²	1859,17
Le volume unitaire (V _u)	m ³	4 462
Le diamètre pour chaque bassin (D)	m	43,52
La hauteur (H)	m	3
Le temps de séjour	h	2

Tableau V.14 : Les résultats du dimensionnement du bassin d'aération pour l'horizon 2050 à moyen charge

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Bassin d'aération		
Débit journalier (Q _j)	m ³ /j	21 502
Le débit de pointe en temps sec (Q _{pts})	m ³ /h	1 487
Volume du bassin (V)	m ³	5 241,16
La surface horizontale du bassin (S _h)	m ²	1310,29
Le volume utile par bassin (V _u)	m ³	1310,29
La surface utile par bassin (S _{hu})	m ²	327,57

Hauteur (H)	m	4
Longueur (L)	m	25,6
Largeur (l)	m	12,79
Temps de séjour pour le débit de pointe au temps sec (t_s)	h	0,88
Temps de séjour pour le débit moyen horaire (t_s)	h	1,46
La charge en DBO₅ éliminée dans le bassin (L_e)	kg /j	5 644,4
La masse de boues dans le bassin (X_a)	Kg	15723,5
Concentration de boues dans le bassin ([X_a])	kg / m ³	3
La charge en DBO₅ à la sortie du bassin ([L_s])	kg DBO ₅ /j	645
Nombre		4
Besoin en oxygène		
Besoin en oxygène (q_{o2})	kg o ₂ /j	4890,449
La quantité horaire d'oxygène nécessaire (q_{o2h})	kg o ₂ /h	203,79
La quantité d'oxygène nécessaire pour m³ du bassin (q_b)	kg/m ³ /j	0,86
L'aérateur de surface à installer		
Puissance par m² du bassin (P_a)	W/ m ²	35
Puissance d'agitation (E_b)	kW	45,86
Puissance nécessaire à l'aérateur (E_a)	kW	299,69
Nombre d'aérateur (n)	-	4
Bilan de boues		
La quantité de boues en excès (Δx)	kg/j	2778,22
Concentration des boues en excès (X_m)	kg/m ³	9,23
Débit de boues en excès (Q_{excés})	m ³ /j	300,98
Débit spécifique par m³ du bassin (q_{sp})	kg/m ³ /j	0,49
Le taux de recyclage en (R)	%	48
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	10320,09
Age des boues (A_b)	J	5,65

V.2.4. Traitement tertiaire

On entend par "traitement tertiaire", tout traitement physique, chimique ou biologique qui vient compléter les traitements primaire et secondaire.

Dans le cas des rejets en rivière, ils se limitent à la désinfection l'élimination de l'azote et du phosphore, elle peut se pratiquer à l'ozone (O₃).

V.2.4.1. Dimensionnement d'un filtre à sable

- Le type européen de granulométrie moyenne entre (0,8 à 1,5 mm) et d'épaisseur plus élevée (0,9 à 1,2 m). [31]

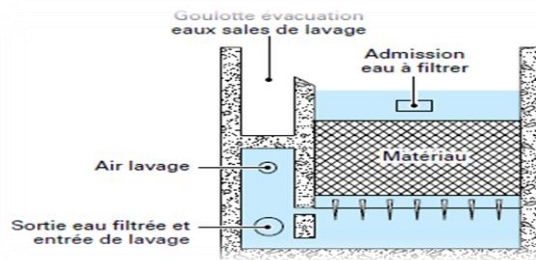


Figure V.1 : Filtre classique ouvert

a) La surface de lit de sable :

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

- On prend v= 7 m/h.

$$Q_p = v \cdot S_{lit} \dots\dots\dots (V.25)$$

Avec :

S_{lit} : Surface de lit sable (m²);

v : Vitesse filtration (m/h).

Donc :

$$S_{lit} = Q_p / v \implies S_{lit} = 4462 / 7 = 637,42 \text{ m}^2$$

b) Les pertes de charge :

Les pertes de charge engendrées par le filtre à sable selon la méthode adaptée au régime d'écoulement.

Pour calculer les pertes de charges quelque soit le régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun [SabriErgün, Fluid Flow ThroughPackedColumns, Chemical Engineering Progress, Vol. 48, 1952]

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 * (1-\epsilon)^2 * \mu * v}{\epsilon^3 * d_p^2} + \frac{1,75 * (1-\epsilon) * \rho * v^2}{\epsilon^3 * d_p} \dots\dots\dots(V.26)$$

Avec :

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

Tableau V.15 : Propriétés du lit de filtration

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

Alors :

$$\Delta P = \frac{150 * (1-0,4)^2 * 10^{-3} * 1,94 * 10^{-4}}{0,4^3 * 10^{-3}} + \frac{1,75 * (1-0,4) * 2610 * (1,94 * 10^{-4})^2}{0,4^3 * 10^{-3}} * 1$$

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

V.2.4.2. Dimensionnement du rétro-lavage :

a) La vitesse de sédimentation du média filtrant :

Calcul la vitesse de sédimentation du filtre avec la relation de Haider et Levenspiel valable en régime laminaire et turbulent : [32]

$$U_t = U_t^* * [\rho_f^2 / (\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)]^{-1/3} \dots\dots\dots(V.27)$$

$$U_t^* = [(18/ d_p^2) + ((2,355 - 1,744 * \phi) / d_p^{0,5})]^{-1} \dots\dots\dots(V.28)$$

Avec :

- U_t : Vitesse de sédimentation (m/s) ;
- U_t^* : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s) ;
- ρ_f : viscosité du fluide (kg/m³) ;

\emptyset : Facteur de la forme de sable ;

g: L'accélération de la pesanteur ($g= 9,81\text{m}^2/\text{s}$).

Tableau V.16 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	Masse volumique à 20 °C (ρ_f) (kg/m ³)	Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C
L'eau	1000	10 ⁻³
L'air sec	1,204	1,85 * 10 ⁻⁵

Alors : $U_t^* = [(18/ (10^{-3})^2) + (2,355 - 1,744 * 1 / (10^{-3})^{0,5})^{-1}] \Rightarrow U_t^* = 5,55 * 10^{-8} \text{ m/s}$

a.1) La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant :

$U_t = 5,55 * 10^{-8} * [1000^2 / (10^{-3} * (2610 - 1000) * 9,81)]^{-1/3} \Rightarrow U_t = 1,3 * 10^{-9} \text{ m/s}$

a.2) La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant :

$U_t = 5,55 * 10^{-8} * [1,204^2 / (10^{-3} * (2610 - 1,204) * 9,81)]^{-1/3} \Rightarrow U_t = 3,14 * 10^{-9} \text{ m/s}$

b) Le débit de lavage :

La vitesse ascendante de l'eau et l'air doit être égale à approximativement 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant. [34]

$Q = 0,1 * U_t * S_{lit} \dots \dots \dots (V.29)$

b.1) Débit d'eau de lavage :

$Q = 0,1 * 1,3 * 10^{-9} * 637,42 \Rightarrow Q_{\text{eau}} = 8,2 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

b.2) Débit d'air de lavage :

$Q = 0,1 * 3,14 * 10^{-9} * 637,42 \Rightarrow Q_{\text{air}} = 2 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

c) La perte de charge du média filtrant :

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

$\Delta P = H * g * (1 - \epsilon_{lit}) * (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots (V.30)$

c.1) La perte de charge de l'eau du média filtrant :

$\Delta P = 1 * 9,81 * (1 - 0,4) * (2610 - 10^3) \Rightarrow \Delta P = 9,47 \text{ m}$

c.2) La perte de charge de l'air du média filtrant :

$$\Delta P = 1 * 9,81 * (1-0,4) * (2610 - 1,204) = 15,35 \text{ m}$$

d) La durée d'une phase de rétrolavage :

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

On suppose qu'un rétrolavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute. [33]

e) Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage :

$$V_i = Q_i * t_{\text{rétro-lavage}} \dots \dots \dots (V.31)$$

e.1) Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage :

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

$$V_{\text{eau}} = Q_{\text{eau}} * t_{\text{rétro-lavage}} = 8,2 * 10^{-8} * 6 * 60 = 2,952 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

e.2) Le volume d'air à la phase de rétro-lavage :

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

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

Tableau V.17 : Résultats de calcul d'un filtre à sable pour l'horizon 2050

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Surface du lit de sable	m ²	637,42
Perte de charge d'un filtre à sable	m	1,70
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant	m/s	1,3*10 ⁻⁹
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant	m/s	3,14 * 10 ⁻⁹
Débit d'eau de lavage	m ³ /s	8,2 * 10 ⁻⁸
Débit d'air de lavage	m ³ /s	2*10 ⁻⁷
La perte de charge de l'eau du média filtrant	m	9,47
La perte de charge de l'air du média filtrant	m	15,35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage	m ³	2,952
Volume d'eau à la phase de rétro-lavage	m ³	4,8*10 ⁻⁵

V.2.4.3. Dose de l'ozone à injecter :

La dose de l'ozone nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 4 à 5 g/m³ pour un temps de contact de 4 minutes. [34]

On utilise une dose de 5 g/m³ pendant un temps de contact de 2 min.

➤ La dose journalière :

$$D_j = Q_{moy,j} * (O_3) = 21502 * 0,005 = \mathbf{107,51kg/j}$$

V.2.4.4. Dimensionnement du bassin de désinfection par ozonation :

Le bassin de désinfection par ozonation c'est ses chambres constituées de compartiment.

On a : un seul compartiment.

a) Le volume du bassin de désinfection (V) :

$$V = Q_{ptp} * T_c = 4462 * (2/60) = 148,73 \text{ m}^3$$

b) La hauteur du bassin :

On fixe H = 3m

c) La surface horizontale (S_h) :

$$S_h = V / H = 148,73 / 3 = \mathbf{49,58 \text{ m}^2}$$

d) La largeur(b) et la longueur(L) du bassin :

On prend : L = 2 b

$$\text{On a : } S_h = L * b \implies S_h = 2 b * b$$

$$\text{Donc : } b = \sqrt{\frac{S_h}{2}} \implies b = \sqrt{\frac{49,58}{2}} = \mathbf{4,97 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2b \implies L = 2 * 4,97 = \mathbf{9,94 \text{ m}}$$

Tableau V.18 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2050

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Forme	-	Rectangulaire
Nombre de la chambre	-	1
Le volume	m ³	148,73
la hauteur	m	3
La surface horizontale	m ²	49,58
Largeur	m	4,97
Longueur	m	9,94
Dose journalière de l'ozone D _j	kg/j	107,51

V.2.5. 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 le déchet normal des processus d'épuration des eaux usées. Il s'en produit entre 2 à 4 grammes par litre d'eau traitée. Une ville de 10 000 habitants qui rejetterait 2 000 m³ d'eau par jour, produirait entre 4 et 8 tonnes, c'est-à-dire presque autant de mètre cube de boues par jour. Cela représenterait un volume compris entre 1 500 et 3 000 m³ de boues par an ... si elles ne perdaient pas du volume et du poids en perdant de l'eau.

Les ratios de production de boues est de 30 à 500 g de matière sèche (MS) par EH et par jour (gMS/EH/j). [27]

1) Choix de la filière de traitement :

Ce choix repose sur plusieurs facteurs :

- Origine des boues
- Composition des boues
- Surface requise
- Economie de l'installation. [28]

2) L'épaississement :

Le premier stade de déshydratation 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.

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 réparation. [28]

V.2.5.1. Dimensionnement de l'épaississeur à faible charge :

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

a) Boues issues du décanteur secondaire (Δx_s) :

Elles représentent les boues en excès : $\Delta x_s = \Delta x = 4815,27 \text{ kg/j}$

b) Concentration des boues (x_s):

Boues secondaire (10 à 30) g/l

c) Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($Q_{\Delta x_s}$) :

$$Q_{\Delta x_s} = \frac{\Delta x_s}{x_s} = Q_{\text{excès}} = 4815,27 / 10 = 481,527 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) Le volume de l'épaisseur (V_e) :

$$V_e = Q_{\Delta x s} * t_s$$

t_s : Temps de séjour $t_s = 2$ à 10 j, on prend $t_s = 3$ j ;

$$\Rightarrow V_e = 481,527 * 3 = 1444,581 \text{ m}^3$$

e) Surface de l'épaisseur (S_e) :

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

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

$$\Rightarrow S_e = 1444,581 / 3,5 = 412,73 \text{ m}^2$$

f) Diamètre de l'épaisseur (D) :

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 412,73}{3,14}} = 22,92 \text{ m}$$

g) La hauteur du cône :

La hauteur du cône de l'épaisseur sera défini par :

$$H_c = \text{diamètre} * 0,15 = 22,92 * 0,15 = 3,438 \text{ m}$$

h) Volume du cône :

$$\text{Volume du cône} = S_e * \text{Hauteur de cône} / 3$$

$$\text{Volume du cône} = 412,73 * 3,438 / 3 = 471,88 \text{ m}^3$$

3) Déshydratation :

La déshydratation des boues constitue la deuxième étape de réduction du volume des boues.

3.1) Déshydratation naturelle :

Le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur des lits de séchage drainés. On admet généralement une surface de 1 m^2 pour $2,5$ EH. C'est un procédé simple, nécessitant une importance main d'œuvre et une grande surface de terrain. Les lits de séchages comportent un massif drainant constitué de sable et de mâchefer. L'épaisseur du massif est voisine de $0,3$ m. Les boues admises sur le lit de séchage sont réparties sur épaisseur de $0,2$ à $0,3$ m. les eaux d'égouttage sont collectées par des drains et renvoyées en tête de la station. [29]

3.2) Déshydratation mécanique :

Cette technique permet de réduire la teneur en eau des boues à un taux compris entre 45 et 85 %. Les moyens de déshydratation mécanique les plus utilisés sont:

- Filtration sous vide ;
- Filtration sous pression (filtre à bande et filtre presse) ;

- Centrifugation. [29]

4) Stabilisation des boues :

Le traitement de stabilisation est indispensable afin d'assurer la réduction de leur pouvoir fermentescible.

Il existe divers types de stabilisation des boues :

- Stabilisations biologique aérobie ou anaérobie ;
 - Stabilisation chimique (ajout de flocculant tels que le chlorure ferrique, utiliser avec de la chaux) ;
 - Stabilisation thermique ;
- Pour notre cas, et vu les contraintes de la région d'étude (forte pluviométrie, surface réduite) on ne peut pas utiliser le lit de séchage donc on opte pour la déshydratation mécanique par filtre à bandes.

V.2.5.2. Le dimensionnement filtre à bande

- La quantité de boues extraites de l'épaississeur vers la déshydratation : **481,527 m³/j**
- Siccité après déshydratation (S_F) : **15% à 18%**.
- Quantité de boue à traiter par jour : **4815,27 kg/j**

➤ Quantité de boue à traiter par heure :

Durée de fonctionnement retenue : $T = 8 \text{ h/j}$.

$$\Delta X_{t,h} = \Delta X_t / T = 4815,27 / 8 = 601,19 \text{ kg/h.}$$

➤ La quantité de boues extraites de déshydratation :

$$Q_b = \Delta X_t / S_F \dots \dots \dots (V.32)$$

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

S_F : Siccité des boues (%) ;

On prend $S_F = 18\%$

$$\text{Donc : } Q_b = 4815,27 / (10^3 * 0,18) = 26,75 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_b = 26,75 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ Largeur de la bande :

On a : La capacité de filtration est de 150 kg MS/h/m

$$L = \Delta X_{t,h} / 150 = 601,19 / 150 = 4 \text{ m.}$$

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

Nous préconisons l'utilisation de deux (02) filtres à bandes d'une largeur de 2 m.

➤ **Matière sèches :**

Floculant nécessaires à raison de 5 kg/tonne de MS à tarifer :

$$MS = (\Delta X_t / 1000) * 5 \dots \dots \dots (V.33)$$

Donc on aura:

$$MS = (4815,27 / 1000) \times 5 = \mathbf{24,08 \text{ kg.}}$$

Tableau 19 : Les résultats de calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge

Paramètre	Unité	Horizon 2050
L'épaisseur		
Boues issues du décanteur secondaire (ΔX_s)	kg/j	4815,27
La concentration des boues (X_s)	kg/m ³	10
Le débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($Q_{\Delta X_s}$)	m ³ /j	481,527
Volume de l'épaisseur (V_e)	m ³	1444,581
La surface de l'épaisseur (S_e)	m ²	412,73
Le diamètre de l'épaisseur (D)	m	22,92
Hauteur (H)	m	3,5
La hauteur du cône (H_c)	m	3,43
Volume du cône	m ³	471,88
Nombre d'ouvrage	-	1
Filtre à bande		
Boues issues du décanteur secondaire (ΔX_t)	kg/j	4815,27
Durée de fonctionnement retenue (T)	h	8
Quantité de boue à traiter par heure	Kg/h	601,19
La quantité de boues extraites de déshydratation	m ³ /j	26,75
Largeur	m	4
Matière sèches	kg	24,08
Nombre	m	2

V.2.5.4. Dimensionnement de l'épaisseur moyen charge :

La production journalière des boues est de:

➤ **Boues issues du décanteur primaire (ΔX_p):**

La boue primaire : $DX_p = DBO_{5e} + MES_e$

$$DX_p = 6289,4 + 5718,6 = \mathbf{12\ 008 \text{ kg/j}}$$

➤ **Boues issues du décanteur secondaire (Δx_s) :**

Elles représentent les boues en excès : $Dx_s = 2778,22 \text{ kg/j}$

➤ **La quantité totale journalière des boues sera :**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 12008 + 2778,22 = 14\,786,22 \text{ kg/j}$$

➤ **Concentration des boues :**

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

- Boues primaire (20 à 30) g/l
- Boues secondaire (10 à 30) g/l

➤ **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur

1. Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

S_1 : Concentration des boues primaire.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 12008 / 25 = 480,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

2. Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S_2 : Concentration des boues secondaire.

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

$$Q_2 = 2778,22 / 10 = 277,822 \text{ m}^3/\text{j}$$

3. Le débit total (Q_t) :

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 480,32 + 277,822 = 758,142 \text{ m}^3/\text{j}$$

4. La concentration du mélange (S) :

$$S = DX_t / Q_t = 14786,22 / 758,142 = 19,5 \text{ kg/m}^3$$

5. Le volume de l'épaisseur :

$$V = Q_t * T_s = 758,142 * 2 = 1516,284 \text{ m}^3$$

T_s : Temps d séjour = 2j.

6. Surface horizontale :

Pour une profondeur de H= 4 m.

$$S_h = V/H = 1516,284 / 4 = 379,07 \text{ m}^2$$

7. Diamètre de l'épaisseur (D) :

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 379,07}{3,14}} = 21,97 \text{ m}$$

g) La hauteur du cône :

La hauteur du cône de l'épaisseur sera défini par :

$$H_c = \text{diamètre} * 0,15 = 21,97 * 0,15 = 3,29 \text{ m}$$

h) Volume du cône :

$$\text{Volume du cône} = S_h * \text{Hauteur de cône} / 3$$

$$\text{Volume du cône} = 379,07 * 3,29/3 = 415,71 \text{ m}^3$$

V.2.5.5. Dimensionnement du digesteur**a) Digesteur aérobie :**

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmentation leur quantités, les boues épaissies arrivant au digesteur avec une concentration de 40-65 g/l.

➤ **Le débit des bous arrivant au digesteur :** [24]

$$Q_d = \Delta x_t / 65 = 14786,22 / 65 = 227,48 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_d = 227,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le temps de séjour du digesteur :**

$$T_s = 175 * 10^{(-0,03.t)} \quad \text{avec } t = 35^\circ\text{C} \quad \Rightarrow \quad T_s = 15,6 \text{ jours.}$$

➤ **Le volume du digesteur :**

$$V_d = Q_d * T_s = 227,48 * 15,6 = 3 548,69 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_d = 3 548,67 \text{ m}^3$$

➤ **Le diamètre du digesteur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{Vd*4}{\pi*H}} \text{ on prend } H = 4\text{m} \quad \Longrightarrow \quad D_d = \sqrt{\frac{3548,67*4}{\pi*5}} = 30,06 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \mathbf{D_d = 30,06 m}$$

➤ **Surface horizontale :**

$$S_h = \frac{\pi*D^2}{4} = \frac{3,14*30,06^2}{4} = 709,73 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{S_h = 709,73 m^2}$$

• **Aération du bassin : [30]**

Le stabilisateur est éliminé dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg/l.

➤ **La quantité de MVS contenue dans les boues :**

$$\text{MES} = 3812,4 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 1429,65 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2382,81 \text{ kg/j}$$

➤ **La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation :**

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \text{MVS} - 0,45 \text{ MVS} = 2382,81 - (0,45 * 2382,81)$$

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \mathbf{1310,54 \text{ kg/j}}$$

- la quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface, il faut :

2 kgO₂/ kg MVS détruit.

- La masse des boues détruites par jour est de **1310,54 kg/j.**

$$\mathbf{DO_2 = 2 * 1310,54 = 2621,08 \text{ kg/j.}}$$

V.2.5.2. Le dimensionnement filtre à bande

- La quantité de boues extraites de l'épaisseur vers la déshydratation : 758,142 m³/j
- Siccité après déshydratation (S_F) : 15% à 18%.
- Quantité de boue à traiter par jour : 13 318 kg/j

➤ **Quantité de boue à traiter par heure :**

Durée de fonctionnement retenue : T= **8 h/j.**

$$\mathbf{\Delta X_{t,h} = \Delta X_t / T = 13318 / 8 = 1664,75 \text{ kg/h.}}$$

➤ **La quantité de boues extraites de déshydratation :**

$$Q_b = \Delta X_t / S_F \dots\dots\dots (V.34)$$

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

S_F : Siccité des boues (%) ;

On prendre $S_F = 18\%$

Donc : $Q_b = 13318 / (10^3 * 0,18) = 74 \text{ m}^3/\text{j}$ **$Q_b = 74 \text{ m}^3/\text{j}$**

➤ **Largeur de la bande :**

On a : La capacité de filtration est de 150 kg MS/h/m

$$L = \Delta X_{t,h} / 150 = 1664,75 / 150 = 11 \text{ m.} \quad \quad \quad \mathbf{L = m}$$

Nous préconisons l'utilisation de deux (06) filtres à bandes d'une largeur de 2 m.

➤ **Matière sèches :**

Floculant nécessaires à raison de 5 kg/tonne de MS à tarifer :

$$MS = (\Delta X_t / 1000) * 5 \dots\dots\dots (V.35)$$

Donc on aura:

$$MS = (13318/1000) * 5 = \mathbf{66, 59 \text{ kg.}}$$

Tableau 20: Les résultats de calcul des ouvrages de traitement des boues à moyen charge

Paramètre	Unité	Horizon 2050
L'épaisseur		
Boues issues du décanteur primaire (DX_p)	kg/j	12 008
Boues issues du décanteur secondaire (DX_s)	kg/j	2778,22
La quantité totale journalière des boues (DX_t)	kg/j	14789,22
Le débit arrivant du décanteur primaire (Q₁)	m ³ /j	480,32
Le débit arrivant du décanteur secondaire (Q₂)	m ³ /j	277,822
La concentration du mélange (S)	kg/m ³	19,5
Volume de l'épaisseur (V_e)	m ³	11516,284
La surface de l'épaisseur (S_e)	m ²	379,07

Le diamètre de l'épaisseur (D)	m	21,97
Hauteur (H)	m	4
La hauteur du cône (H_c)	m	3,29
Volume du cône	m ³	415,71
Nombre d'ouvrage	-	1
Digesteur aérobie		
La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation	kg/j	1310,54
Le débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	227,48
Le temps de séjour du digesteur	j	15,6
Volume du digesteur	m ³	3 548,67
Le diamètre du digesteur	m	30,06
Surface horizontale	m ²	709,73
La quantité d'air nécessaire	kgO ₂ /j	2621,08
Filtre à bande		
Boues issues du décanteur secondaire (Δx_t)	kg/j	13318
Durée de fonctionnement retenue (T)	h	8
Quantité de boue à traiter par heure	Kg/h	1664,75
La quantité de boues extraites de déshydratation	m ³ /j	74
Largeur	m	11
Matière sèches	kg	66,59
Nombre	-	6

V.3.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionnés les différents ouvrages de la station d'épuration d'agglomération d'Oued Rhiou pour l'horizon 2050 avec deux variantes à faible et moyen charge.

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 de délimitations dépassant les 90% ;
- Les boues produites sont stables, et ne nécessitent pas un traitement plus poussé et coûteux.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right. The text is centered within this scroll.

Chapitre VI :
Calcul Hydraulique

VI.1. Introduction

Le calcul hydraulique consiste à déterminer le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs reliant les ouvrages de la station ainsi que le déversoir d'orage et station de relevage. D'où on peut faire profil hydraulique de la station a pour but de déterminer les différents niveaux d'eau dans les différents ouvrages ainsi la ligne piézométrique le long de la station.

VI.2. Déversoir d'orage

Déversoir d'orage c'est l'ensemble de dispositifs permettant d'évacuer directement et sans traitement vers le milieu naturel, les pointes de ruissèlement de manière à décharger le réseau aval, donc un déversoir d'orage sépare les eaux pluviales.

VI.2.1. Composition des organes d'un déversoir d'orage :

Dans tous les cas de figure, le déversoir d'orage comprend :

- Un ouvrage de dérivation ;
- Un canal ou collecteur de décharge conduisant l'eau d'éversé à un émissaire naturel (Ruisseau, rivière), y compris l'ouvrage de rejet lui-même au droit de l'émissaire.

Le déversoir d'orage est raccordé :

- À l'amont : ou collecteur d'arrivée amenant les eaux unitaire ;
- À l'aval : au collecteur de départ qui transporte vers la station d'épuration les eaux à épurer ;
- Le collecteur de décharge peut être très court (cas d'égout longeant le ruisseau)
- Un ouvrage ou un system de stockage (bassin d'orage) peut être adjoint à l'ouvrage de dérivation pour stocker temporairement une partie du flot (premier flot d'orage notamment).

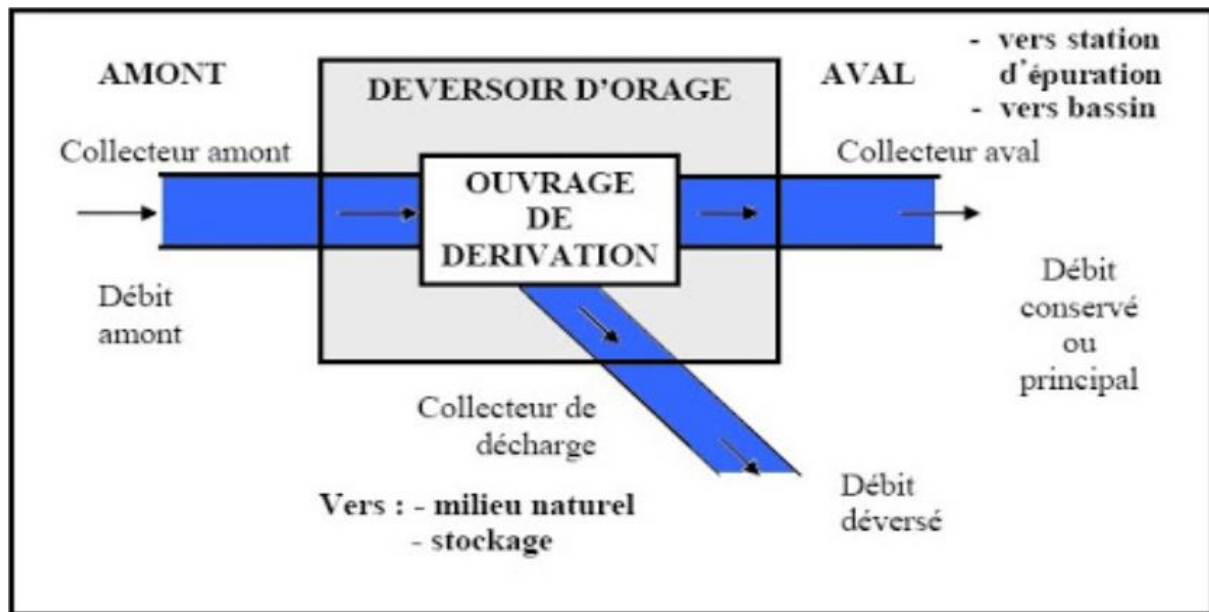


Figure VII.1 : principe du déversoir d'orage

VI.2.2. Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

a. Déversoir à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

b. Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral à seuil biaisé ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage.

c. Déversoir d'orage à double seuil latérale :

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

d. Déversoir d'orage avec ouverture du radier :

Le débit de temps sec et de petite pluie passe par l'orifice dans le fond ou sur côté du radier.

Le débit de fuite de temps sec ou de petite pluie se calcule selon la loi des orifices.

e. Déversoir by-pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau.

- Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latérale, car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire ;
- Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts} = 1\,487 \text{ m}^3/\text{h} = 0,41 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Le débit pluvial $Q_{pl} = 2\,300 \text{ l/s} = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$; (la source : DHW de Relizane).

Dans le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_c = Q_{pts} + Q_{pl} = 0,41 + 2,3 = 2,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit l'eau total en 2050 :

$$Q_c = 2,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe II)(réseau pluviaux en système unitaire ou séparative) :

- $D_e = 1500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer de déversoir) ;
- $Q_{ps} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section) ;
- $V_{ps} = 2,83 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe III)(variation des débits et des vitesse en fonction de la hauteur de remplissage) :

- $rQ = Q_c / Q_{ps} = 0,71$ (rapport des débits) ;
- $rH = H_e / D_e = 0,62 \quad \Leftrightarrow \quad H_e = 930 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage) ;
- $rV = V / V_{ps} = 1,06 \quad \Leftrightarrow \quad V = 0,66 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

➤ A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (II) :

- $D_s = 1000 \text{ mm}$
- $Q_{ps} = 1,65 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V_{ps} = 2,1 \text{ m/s}$

Et d'après l'abaque de Bazin (III) :

- $rQ = 0,75$
- $rH = H_s / D_s = 0,65 \implies H_s = 650 \text{ mm}$
- $rV = 1,075$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_c - Q_{ptp} = 2,71 - 1,24 = 1,47 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_d = 1,47 \text{ m}^3/\text{s}$

VI.2.3. Dimensionnement des déversoirs d'orages :

La hauteur d'entrée : $H_e = 930 \text{ mm}$;

La hauteur de sortie : $H_s = 650 \text{ mm}$;

La lame d'eau déversée : $H_d = (H_e - H_s)/2 = 140 \text{ mm}$

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / 2m (2g)^{1/2} H_d^{3/2} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversé pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = [(3 * 2,3) / 2 * 0,6] (2 * 9,81)^{1/2} (140 * 10^{-3})^{3/2} \implies b = 1,27 \text{ m}$$

VI.3. Dimensionnement de la conduite de fuite

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose : une pente de 1,2%

$$Q_d = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe II) on aura :

- $D_d = 1200 \text{ mm}$
- $Q_{ps} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V_{ps} = 2,65 \text{ m/s}$

D'après l'abaque de Bazin (annexe III) on aura :

$$r_Q = 0,77$$

$$r_H = 0,67$$

$$r_V = 1,1$$

VI.4. Dimensionnement de la conduite By-pass

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1,2% et elle devrait intervenir lors d'un danger sur la station de relevage vers le milieu de récepteur.

$$Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1,2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe II) on aura :

- $D_s = 1000 \text{ mm}$
- $Q_{ps} = 1,81 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V_{ps} = 2,3 \text{ m/s}$

D'après l'abaque de Bazin (annexe III) on aura :

$$r_Q = 0,69$$

$$r_H = 0,61$$

$$r_V = 1,056$$

VI.5. Profil hydraulique**VI.5.1. Cotes du terrain des zones d'implantation des ouvrages :**

Les cotes sont représentées dans le tableau suivant :

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

Désignation des ouvrages	Côte terrain naturel TN (m)
Dégrilleur	54
Dessableur – déshuileur	54
Bassin d'aération	54
Clarificateur	54
Bassin désinfection	54

VI.5.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages de la station d'épuration

Calcul les parte de charge dans les conduites par la formule de **DARCY WEISBACH**.

$$\Delta H_T = 8 \lambda \frac{L * Q^2}{\pi^2 g D^5} = C_{PA} - C_{PB} \dots\dots\dots (VI .2)$$

Avec :

ΔH_T : la perte de charge totale (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Le débit au temps de pluie ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

λ : Coefficient perte de charge

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

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

VI.5.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

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

$$L_{eq} = 1,15 * L_{réelle}$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente de 1,2% pour un bon écoulement de l'eau et assurer l'outocurage minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Les longueurs sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau VI.2 : Longueur de chaque tronçon

Ouvrage	L _{réelle} (m)	L _{eq} (m)
Dégrilleur -(Dessableur-déshuileur)	10	11,5
(Dessableur –Déshuileur) – Bassin d'aération	26	29,9
Bassin d'aération – clarificateur	32	36,8
Clarificateur – Bassin désinfection	57,4	66,01
Bassin désinfection – comptage eau traitée	20	23

VI.5.2.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charge➤ **Conduite dégrilleur –dessableur :**

$Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 1000 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 11,5 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^2$$

Puisque le béton a une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H = 8 * 0,02 \frac{11,5 * 1,24^2}{3,14^2 * 9,81 * 1^5} = \mathbf{0,029 \text{ m}}$$

➤ **Conduite dessableur – bassin d'aération :**

$Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de bazin (II) on aura : $D = 1000 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 29,9 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H = 8 * 0,02 \frac{29,9 * 1,24^2}{3,14^2 * 9,81 * 1^5} = \mathbf{0,076 \text{ m}}$$

➤ **Conduite bassin d'aération – clarificateur :**

$Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de bazin (II) on aura : $D = 1000 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 36,8 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H = 8 * 0,02 \frac{36,8 * 1,24^2}{3,14^2 * 9,81 * 1^5} = \mathbf{0,094 \text{ m}}$$

➤ **Conduite clarificateur – bassin de désinfection :**

$Q_{ptp} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de bazin (II) on aura : $D = 1000 \text{ mm}$

$$L_{eq} = 66,01 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H = 8 * 0,02 \frac{66,01 * 1,24^2}{3,14^2 * 9,81 * 1^5} = \mathbf{0,13 \text{ m}}$$

➤ **Conduite bassin de désinfection – milieu récepteur :**

$Q_{\text{ptp}} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (II) on aura : $D = 1000 \text{ mm}$

$$L_{\text{eq}} = 23 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton a une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,02$$

$$\Delta H = 8 * 0,02 \frac{23 * 1,24^2}{3,14^2 * 9,81 * 1^5} = \mathbf{0,059 \text{ m}}$$

VI.5.3. Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages :

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

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

Avec :

$P_1 / \rho * g$ et $P_2 / \rho * g$: Energies de pression dans les sections (1) et (2) ;

$v_1 / 2g$ et $v_2 / 2g$: Energies cinétiques en (1) et (2) ;

Z_1 et Z_2 : Côte des points (1) et (2) ;

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

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

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

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

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

$C_{P1} = H_1 + Z_1$: Côte piézométrique au point (1) ;

$C_{P2} = H_2 + Z_2$: Côte piézométrique au point (2).

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

VI.5.3.1. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les côtes piézométriques :

➤ Côte piézométrique du dégrilleur :

On a $Z_d =$ côte terrain du radier = 53,6 m

La hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 0,9$ m

D'où $Cp_d = Z_d + H_d = 53,6 + 0,9 = 54,5$ m

$Cp_d = 54,5$ m

➤ Côte piézométrique du dessableur – déshuileur :

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

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

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

$$Z_{d-d} = 0,9 + 53,6 - 2 - 0,029 = 52,47$$
 m

$Z_{d-d} = 52,47$ m

$$Cp_{d-d} = Z_{d-d} + H_{d-d} = 52,47 + 2 = 54,47$$
 m

$Cp_{d-d} = 54,47$ m

➤ Côte piézométrique du bassin d'aération :

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

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{BA} + Z_{BA} + \Delta H_{dd-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{BA} - \Delta H_{dd-BA}$$

$$Z_{BA} = 2 + 52,47 - 4 - 0,076 = 50,39$$
 m

$Z_{BA} = 50,39$ m

$$Cp_{BA} = Z_{BA} + H_{BA} = 50,39 + 4 = 54,39$$
 m

$Cp_{BA} = 54,39$ m

➤ Côte piézométrique du décanteur secondaire :

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

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + \Delta H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - \Delta H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = 4 + 50,39 - 3 - 0,094 = 51,30$$
 m

$Z_{dII} = 51,30$ m

$$C_{p_{dII}} = Z_{dII} + H_{dII} = 51,30 + 3 = 54,3 \text{ m}$$

$$C_{p_{dII}} = 54,3 \text{ m}$$

➤ **Côte piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin désinfection est de $H_{Bd} = 3 \text{ m}$

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + \Delta H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - \Delta H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = 3 + 51,30 - 3 - 0,13 = 51,17 \text{ m}$$

$$Z_{Bd} = 51,17 \text{ m}$$

$$C_{p_{Bd}} = Z_{Bd} + H_{Bd} = 51,17 + 3 = 54,17 \text{ m}$$

$$C_{p_{Bd}} = 54,17 \text{ m}$$

Tableau VII.3 : Récapitulatif des différentes côtes des ouvrages de la STEP

Désignation	Côte terrain (m)	Côte radier (m)	Hauteur d'eau (m)	ΔH (m)	Côte piézométrique (m)
Dégrilleur	54	53,6	0,9	0,029	54,5
Dessableur – Déshuileur	54	52,47	2	0,076	54,47
Bassin d'aération	54	50,39	4	0,094	54,39
Clarificateur	54	51,30	3	0,13	54,3
Bassin de désinfection	54	51,17	3	0,059	54,17

VI.6. Station de relevage

L'objectif de ce partie est de dimensionner le collecteur et les stations de relevage cheminant les effluents de la ville de Oued Rhiou vers la future station d'épuration.

VI.6.1. Dimensionnement de la station de relevage :

Tableau VII.4 : Les données de stations de relevage

	Station de relevage (SR)
Débit de point en temps sec (Q_{ptp}) (L/s)	1240
Longueur du collecteur (m)	1100
Côte du radier de la bache (m)	40,90
Côte du niveau bas d'aspersion de la bache (m)	41
Côte de niveau haut d'aspiration de la bache (m)	43,4
Côte de l'extrémité aval de refoulement (m)	57,4

- La station SR est destinée à élever les eaux du niveau de 41 à 57,40 sur une distance de 1240 m.
- La station est constituée par une bache de stockage des effluents.

VI.6.1.1. Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :

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

- $v < 2$ m/s (les pertes de charge deviennent très importantes) ;
- $v < 0,6$ m/s (il y a risque de sédimentation et d'encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section et augmentant les pertes de charge). [36]

Le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir une vitesse de circulation proche de 1 m/s lors de pompage. [35]

$$Q = v * S \dots\dots\dots(VI.5)$$

Avec :

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

v : vitesse de refoulement (m/s)

S : surface en (m)

$$\text{Soit : } v = 1\text{m/s} \implies Q = S = \frac{\pi * D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi}} \implies D = \sqrt{\frac{4 * 1,24}{3,14}}$$

$$D = 1,256 \text{ m} = 1256 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé : **D_N = 1500 mm** .soit de type PEHD PN 10 bars de diamètre extérieur.

VI.6.1.2. Caractéristiques des pompes :**a. Débit de pompage :**

Le débit de pointe temps à l'amont du poste de refoulement est de 1240 L/s donc le débit de pompage est de 1240 L/s.

b. calcule la hauteur manométrique totale de la pompe (HMT) :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H \dots\dots\dots (VI.6)$$

H_g : Hauteur géométrique (m)

ΔH : Perte de charge (m)

✓ **Hauteur géométrique :**

La hauteur géométrique correspondant à la dénivellation entre l'extrémité aval de la conduite de refoulement et le niveau bas d'aspiration dans ma bêche.

$$H_g = 57,40 - 41 = 16,4 \text{ m}$$

✓ **Les pertes de charge :**

$$\Delta H = 8\lambda \frac{L * Q^2}{\pi^2 g D^2}$$

Alors :

Q : Débit refouler (m³/s) ;

L : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

D : Diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

λ : Coefficient de perte de charge.

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \Rightarrow \quad \lambda = 0,018$$

$$-\Delta H = 8\lambda \frac{L * 1,24^2}{\pi^2 g D^2} \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 8 * 0,018 \frac{1100 * 1,24^2}{3,14^2 g 1,5^2} = 1,18 \text{ m} \quad \Delta H = 1,18 \text{ m}$$

Alors la hauteur manométrique est :

$$\text{HMT} = 16,4 + 1,18 = 17,58 \text{ m}$$

$$\text{HMT} = 17,58 \text{ m}$$

c. Puissance absorbée (P_a) :

La puissance de la pompe se calcule à partir de la relation suivante [36] :

$$P_a = \frac{\rho * g * Q * \text{HMT}}{\eta_G} \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

Avec :

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

g : Accélération de pesanteur 9,81 m/s² ;

HMT : Hauteur manométrique total (m) ;

Q : Débit de pointe (m³/s) ;

η_G : Rendement global ($\eta_G = R_h * R_e$) (en eaux usées, les rendements hydraulique (R_h) varie entre 0,6 et 0,7 ; Le rendement électrique (R_e) est 0,85).

En prend $R_h = 0,65$.

$$\Rightarrow P_a = (1000 * 9,81 * 1,24 * 17,58) / (0,65 * 0,85) = 387\,7059,3 \text{ W} = \mathbf{387,06 \text{ KW}}$$

d) Les caractéristiques des pompes choisies

Les critères pour le choix des pompes sont :

- Hauteur manométrique et le débit de pompage.

Dans ce cas : on a

- HMT = 17,58 m et $Q_p = 1240 \text{ L/s}$.

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnant alternativement et avec une pompe de secours.

VI.6.1.4. Dimensionnement de la bête :**a) Calcul du volume utile (V_u) :**

Le volume utile dans la bête est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe). [36]

La formule du volume utile est donnée :

$$V_u = \frac{Q * (\frac{1}{n})}{4 * (N-1)} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

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

Q : Débit de pointe de deux pompe (m^3/h) ;

N : Nombre de pompe identique ($N=2$) ;

n : Nombre maximale de démarrage par heure. (Il est fonction de la puissance des groupes électropompes (P)).

$P < 4 \text{ kW}$: 10 démarrage par heure

$P > 4 \text{ kW}$: 6 démarrage par heure

$$V_u = \frac{(1,24 * 2 * 3600) * (\frac{1}{6})}{4 * (2-1)} = 372 \text{ m}^3$$

b) La hauteur utile (H_u) :

$H_u = \text{niveau haut d'aspiration} - \text{niveau bas d'aspiration} = 43,4 - 41 = \mathbf{2,4 \text{ m}}$

c) La surface utile (S_u) :

$S_u = V_u / H_u = 372 / 2,4 = \mathbf{155 \text{ m}^2}$

Tableau VI.5 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage

Elément de la station	Caractéristique	Unité	Valeur
Refoulement eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	D _N	mm	1500
	Débit d'écoulement	L/s	1240
	Longueur		1100
Groupes de pompage eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	L/s	1240
	HMT d'une pompe	m	17,58
Bâche d'aspiration eaux usées	Volume utile	m ³	372
	Surface utile	m ²	20
	Hauteur utile	m	2,4

VI.6. Conclusion

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- Calculer les pertes de charge et les côtes piézométriques dans chaque point.

La station de relevage (SR) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe $Q = 1240$ L/s.

Pour groupe électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes : $Q = 1240$ L/s et $HMT = 13,01$ m.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends. The text is centered within the scroll.

Chapitre VII :

Gestion d'exploitation de la
station d'épuration

VII.1. Introduction

Dans ce chapitre on va traiter les questions liées à la gestion d'exploitation de la station d'épuration et à l'hygiène et sécurité.

VII.2. La gestion de la station d'épuration

La gestion de la STEP est l'ensemble des techniques et moyens faire par des techniciens et des agents pour le bon fonctionnement de la station.

VII.3. Les objectif de la gestion de la STEP

- ✓ Connaître les exigences réglementaires ;
- ✓ Connaître les responsabilités du gestionnaire ;
- ✓ Connaître les techniques du traitement de l'eau, des boues et de l'air ;
- ✓ Connaître les contraintes et solution d'élimination des sous-produits ;
- ✓ Savoir réaliser et exploiter un bilan de fonctionnement d'une STEP.

VII.4. Le chef d'exploitation de la station d'épuration

C'est le responsable général de la station, il est responsable de :

- ✓ Assure de l'application des procédures et règles sécurité, d'hygiène, qualité et environnement ;
- ✓ Contrôle le fonctionnement des installations et des équipements ;
- ✓ Vérifie l'exploitation et détecte les causes de non-conformité des produits entrants ou sortants, eaux, boues, déchets...);
- ✓ Détermine les évolutions de procédure, méthodes, consigne et modes intervention et suit leur mise en œuvre.

VII.5. Moyens et techniques d'exploitation de la station d'épuration

Le tableau suivant explique comment les gens et les techniciens faire pour le bon fonctionnement de la station d'épuration :

Tableau VII.1 : Les rôles des personnes dans la STEP

Personnels	Rôles
Le chef de la station	Tache administrative (organisation du personnel)
Technicien de laboratoire	Responsable sur les analyses et l'échantillonnage
Electromécanicien	Dépannage de toutes les filières (eau et boues) peut devenir chef d'exploitation d'une filière sophistiquée
Des ouvriers	Entretiens des filières simples
Agent d'exploitation	Entretien des filières simples
Des gardiens	Assurent la sécurité de la STEP 24/24 h

VII.6. L'entretien et le suivi des équipements de la station d'épuration



Figure VII.1 : L'entretien d'un bassin d'une STEP

VII.6.1. L'entretien du dégrilleur

Tableau VII.2 : L'entretien du dégrilleur

Entretien	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Nettoyage journalier de la grille manuelle ; ✓ Mise en stockage en conteneur à ordures ou bac approprié après égouttage préalable.
Suivi	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Contrôle visuel journalier des équipements électromécaniques ; ✓ Inspection journalier de la quantité de déchets retenus.
Matériels utilisés	Râteau ou fourche.
Temps nécessaire d'entretien	De 1 à 2 min par manipulation

VII.6.2. L'entretien du déssableur**Tableau VII.3 : L'entretien du déssableur**

Entretien	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Extraction des sables 1 à 2 fois par semaine et stockage sur une aire d'égouttage ; ✓ Vanne d'extraction fermée durant 30 s à 1 mn pour séparation sable et matière organique.
Suivi	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Contrôle de la quantité des sables piégés systèmes automatisés.
Matériels utilisés	Pelle.
Temps nécessaire d'entretien	De 15 à 30 mn par semaine

VII.6.3. L'entretien du dégraissage**Tableau VII.4 : L'entretien du dégraissage**

Entretien	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ecumage journalière des ouvrages non mécanisés et stockage en fosse ; ✓ Vidange régulière de la fosse de stockage des écumes.
Suivi	<p>Les ouvrages mécanisés :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Contrôle des équipements (bullage-raclage) ; ✓ Vérification de la mise en trémie des graisses (colmatage).
Matériels utilisés	Ecumoire-Raclette- Citerne pour le vidange des graisse.
Temps nécessaire d'entretien	Quelque minute par opération.

VII.6.3. L'entretien du traitement biologique (boues activées)

Tableau VII.5 : L'entretien traitement biologique

Entretien hebdomadaire	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Faire le tour de l'ouvrage pour déceler toutes anomalies (odeur, couleur, débit, départ de boues) ; ✓ Vérifier le déversoir d'orage ; ✓ Vider le panier de dégrillage du poste de relèvement ; ✓ Nettoyer les prétraitements et évacuer les déchets ; ✓ Nettoyer les parois des bassins ; ✓ Nettoyer la goulotte du clarificateur ; ✓ Nettoyer le canal de comptage ; ✓ Contrôle du fonctionnement des moteurs, des voyants et compteurs de l'armoire électrique ; ✓ Effectuer les tests NH₄ et NO₃ sur effluent traité.
Entretien régulier	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Nettoyer les flotteurs, câbles électriques et chaîne du poste de relèvement ; ✓ Entretien des abords ; ✓ Entretien annuel ; ✓ Nettoyage et vidange des appareils électromécaniques (pompes, turbines).

VII.6.5. L'entretien du décanteur secondaire (clarificateur)

Tableau VII.6 : L'entretien du décanteur des boues

Entretien	<p>Décanteur statique :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Brossage des parois de l'ouvrage jusqu'au fond de l'ouvrage.
Suivi	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 1 à 2 fois par semaine ; ✓ Vérification journalière de la limpidité et du niveau des dans le clarificateur.
Matériels utilisés	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 1 à 2 éprouvettes d'un litre (en plastique) ; ✓ 1 chronomètre ; ✓ 1 disque blanc de mesure de la turbidité ou disque de Secchi ;

	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Balai à manche suffisamment long Citerne pour la vidange des écumes.
Temps nécessaire d'entretien	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 15 à 30 mn par semaine pour le Brossage des parois d'un décanteur ; ✓ 30 mn décantation en éprouvette ; ✓ 30 secondes : mesure de la limpidité et du niveau des boues.

VII.7. Les avantages et les inconvénients de la station d'épuration

Tableau VII.7 : Les avantages et les inconvénients de la STEP

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • La protection de la mer ; • La préservation des espaces animales et végétales (la faune et la flore) ; • Réduire la pression sur les ressource en eau ; • Il est considéré comme écologique par la réutilisation des eaux épurées dans les besoin de l'environnement. 	<ul style="list-style-type: none"> • Causer des problèmes de santé s'il n'est pas correctement traité ; • Les eaux épurées peuvent faire des blocages dans le réseau d'irrigations ; • Causer des dommages à la plante.

VII.8. Hygiène et sécurité

Les ouvrage de la station d'épuration peut présenter un danger si certaines précautions et ne se pas respectées.

VII.8.1. Les risque

a) Infection :

Les effluent sont riche en agents pathogène très dangereux (hépatite, leptospirose, ... etc.).

Comment se protéger :

- Eviter les contacts directs avec les eaux ;
- Prendre soin de la propreté des mains et des vêtements après intervention ;
- Se faire vacciner et penser aux rappels.

b) Produit dangereux :

Certaines unités de traitement intègrent dans leur processus des produits dangereux comme chlorure ferrique et polymère ...etc.

Comment se protéger :

- Si possible travailler à proximités d'un point d'eau potable ;
- Porter les EPI nécessaires (gants, ...).

c) Dangers mécaniques :

- Ranger l'outillage correctement ;
- Fermer les regards après chaque intervention ;
- Maintenir les passerelles et garde-corps en bon états.

VII.11. Conclusion

La station d'épuration est un élément très important, son exploitation nécessite l'application rigoureuse de certaines règles :

1. l'entretien périodique des différents ouvrages de la STEP qui permet l'exploitation de la station dans très bonnes conditions ;
2. l'application des d'hygiène et de sécurité dans le travail, qui demeurent des paramètres importants, compte tenu de leur impact sur la santé et la vie du personnel de la station.

CONCLUSION GENERALE

Le but de notre travail est la conception de la station d'épuration de la ville d'Oued Rhio qui sera fonctionnelle jusqu'en 2050. Nous avons remarqué que le débit des eaux usées augmente: il passera de 14 198 m³/j en 2030 pour atteindre 21 502 m³/j en 2050 c'est dû bien sûr à une augmentation du nombre d'habitants de (113 696 hab en 2030 et 173 646 hab en 2050). Les eaux usées de la ville de Oued Rhio sont principalement d'origine urbaine et agricole, en se basant sur leurs caractéristiques physico-chimiques nous avons décidé de choisir une STEP de traitement des eaux usées à boues activées, ce qui permet de traiter ces eaux par ce procédé avec deux variantes à moyen et faible charge .

Le traitement des eaux usées de la station d'épuration de la ville d'Oued Rhio passe par les étapes suivantes :

- Prétraitement,
- Traitement primaire,
- Traitement secondaire qui comprend un traitement biologique avec boues activées à moyenne et à faible charge et traitement de clarification,
- Un traitement tertiaire qui comprend une filtration sur sable qui permet d'éliminer la DCO dure mais n'a aucun effet sur les micro-organismes pathogènes et les bactéries qui sont souvent un frein à la réutilisation des EUT. Pour remédier à ce problème, nous avons choisi une désinfection à l'ozone qui a pour avantage d'éliminer tout les micro-organismes résistants aux traitements précédents mais aussi d'éviter la formation par le chlore résiduel avec les ions présents dans les terres agricoles de sels qui provoque une augmentation de la salinité des sols, l'un des principaux problèmes de la réutilisation de EUT
- Une filière de traitement des boues.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux perspectives dont pourront bénéficier les agriculteurs de la région.

Enfin, pour un bon fonctionnement du futur de la station d'épuration et pour un traitement efficace des eaux usées un entretien des ouvrages de la STEP et un contrôle régulier sont indispensables.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] **O.N.M.** Office National Météorologie de la station de **CHlef** basée sur l'analyse des facteurs climatiques de la zone d'étude de l'année 2018.
- [2] Données de la subdivision d'hydraulique d'Oued Rhiou.
- [3] Données de la subdivision d'agriculture d'Oued Rhiou.
- [4] Alain Damen, guide de traitement des déchets, 2^{ème} édition, paris année 2002- 2003.
- [5] **Gaid Abd El-Kader** « Epuration biologique des eaux usée urbaine » tome1, 1984.
- [6] Slim Zekri, lamia Ghazel, Taher Aloui, kamal djebbi, les extrémités négatives de l'utilisation des eaux usées traitées en agriculture, Séminaire Méditerranéen 2002.
- [7] **ABDELKADER CAID 1984**, Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2. Office de publication universitaire, Alger, 260 p.
- [8] **Y.GERVAISE, P.BLANFUNE**, Qualité de l'eau, environnement, AFNOR 1994 ,861p.
- [9] **Mascatin, Bechir Selmi, Bourrier Regis**, Guide technique de l'assainissement, 2^{ème} édition, paris 1999.
- [10] **F.Valiron**, Maitrise de la pollution urbaine, état de l'art, édition technique et documentation, Lavoisier.1992, 564 p.
- [11] **Teli Sidi Mohamed**, (2013), Etude sur la valorisation par séchage solaire des boues d'épuration des eaux urbaine – cas de la station d'Office Nationale d'Assainissement (ONA).
- [12] **M^{me} BETATACHE HAYAT**, Cours de Epuration des eaux usée, Ecole ENSH, Blida.
- [13] **Ladjel F**, (2006), Exploitation d'une station d'épuration à boue activée niveau 02. Centre de formation au métier de l'assainissement. CFMA-Boumerdes. 80p.
- [14] **Desjardins Raymands**, (1997), « Traitement des eaux »,deuxième édition, Montréal.
- [15] **France R**, (2002), Analyse des eaux, Aspect réglementaires et techniques, Edition Scérén CRDP AQUITINE, Bordeaux, pp 165-239.
- [16] **Rodert Thomazeau**, (1981), Station d'épuration, Eaux potables-Eaux usées, Edition technique et Documentation, Paris.
- [17] **Cardot C**, (1999), Génie de l'environnement : les traitements de l'eau. Paris : Ellipses. 247p
- [18] **Lazarova et al**, 1998 : « la réutilisation des eaux usées : un enjeu de l'an 2000 » ; « l'eau l'industrie, les nuisances », n°212, pp.39-46.
- [19] **Asano**, T. Wastewater reclamation and reuse. CRC Press. Vol. 10. Etats-Unis.
- [20] **Asno,T** . Water from (waste) water – the dependable water resource. Water Science and Technology. 2002.

- [21] Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 1, édition dégerment, 2005.
- [22] **Abdelkader GAID**, épuration biologique des eaux usée urbaine, tome 1, office des publications universitaire ben-aknoun (Alger), 1984.
- [23] Actualisation de l'étude de la station d'épuration de la ville de tazmalt, mission A, ENHYD, juin 2004,
- [24] **R.Moletta**, le traitement des boues des stations d'épuration, document d'information générale diffusion référencée libre (Rédaction 2003).
- [25] **COMMISSION EUROPEENNE**, procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg.
- [26] **B.Merzouk**, Cours Epuration des eaux usée, université de Msila, (2018,2019).
- [27] Journal officiel de la république algérienne N°26 ,23 avril 2006.
- [28] **REGIS Bourrier**, M.S, B.S, Gide technique de l'assainissement 4^e édition LE MONITEUR, 2010
- [29] **Céline Boutin, A.Heduit, J.M.Helmer**. Technologie d'épuration en vue d'une réutilisation des eaux usées traité (REUT). Irestea.2009, pp.100.
- [30] **Hugues GODART**, Eau de distribution, clarification. Techniques de l'ingénieur 2008
- [31] **Haider, A. et Levenspiel, O.** "Drag coefficient and terminal velocity of spherical and nonspherical particles " Powder Technology 58, pp. 63-70, 1989]
- [32] **Hubert Cabana, 2013.**
- [33] **Le Moine M., Kovarik JB., Piet O., 2000**, Les recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique.
- [34] **Suez water** office des publications universitaire, ben-aknoun (Alger) ,2001.
- [35] **M.Mekhici**, Mémento technique de l'eau, deuxième édition, tome 2, édition dégerment, 2005.
- [36] **handbook.Abdelkader GAID**, techniques de l'ingénieur des eaux usées urbaine

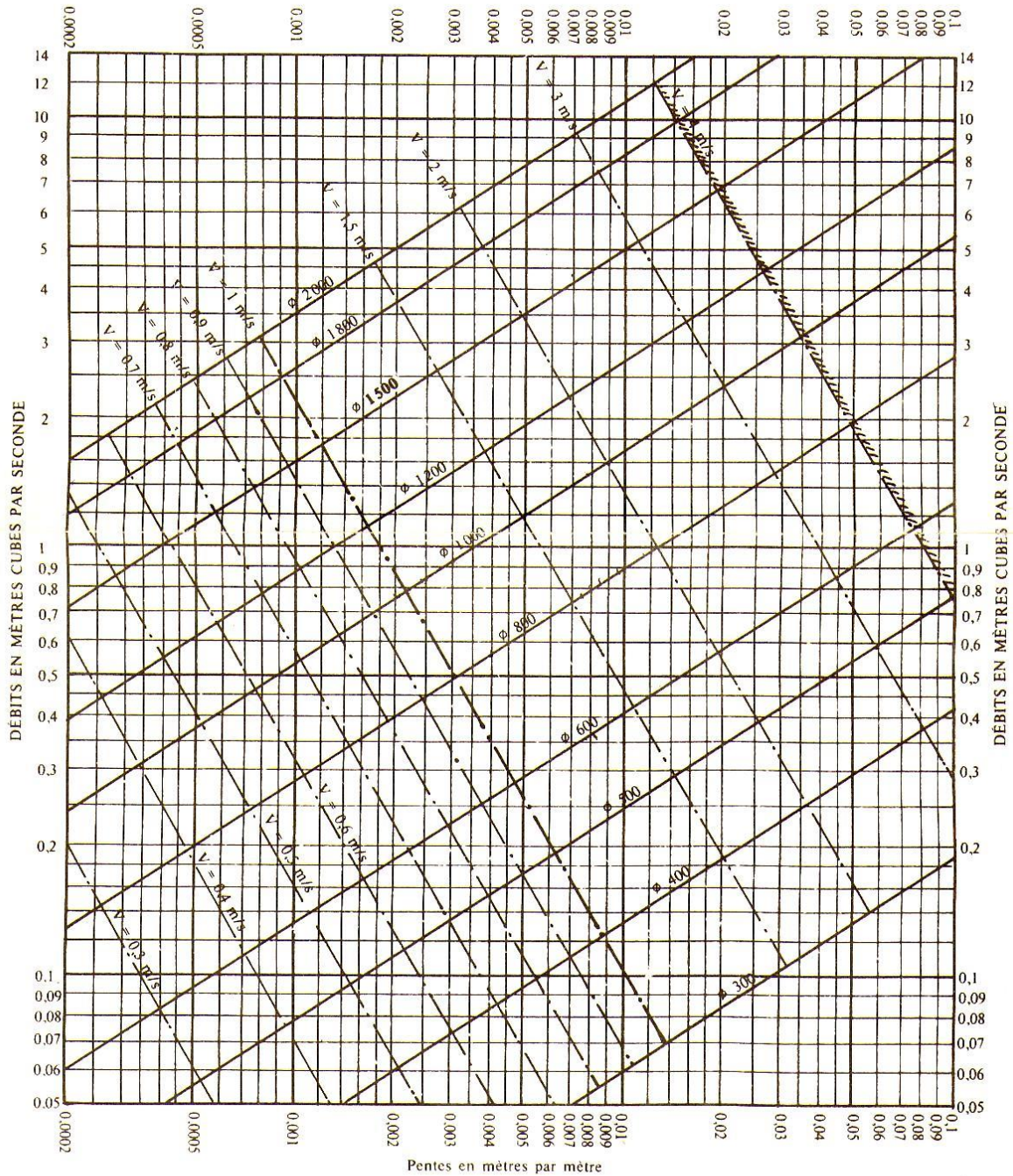
Annexe I

Les classes	Intervalle (mms/cm)	Qualité d'eau
Alcalinité		
C1	$0 < CE < 0,25$	L'eau à faible salinité, elle peut être utilisée en irrigation.
C2	$0,25 < CE < 0,75$	l'eau à salinité moyenne, peu de danger.
C3	$0,75 < CE < 2,25$	l'eau à salinité à prendre en considération
C4	$2,25 < CE < 5$	l'eau à très forte salinité et inutilisable pour les conditions normales.
C5	$CE > 5$	l'eau est inutilisable sauf sur des sables lessivés et drainés
Salinité		
S1	$SAR < 10$	L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation
S2	$10 < SAR < 18$	Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine
S3	$18 < SAR < 26$	Les eaux contenant une quantité de sodium élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols
S4	$SAR > 26$	Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation

Annexe II

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

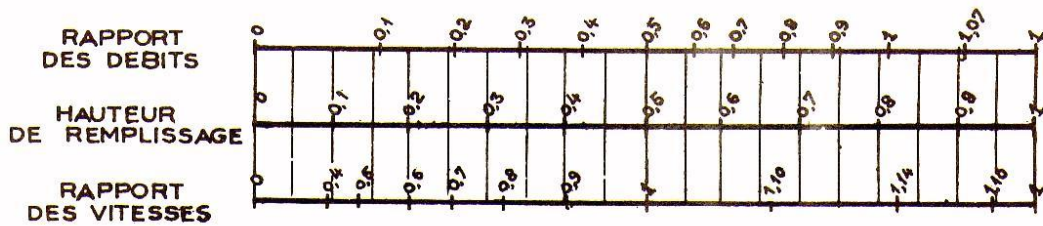


Annexe III

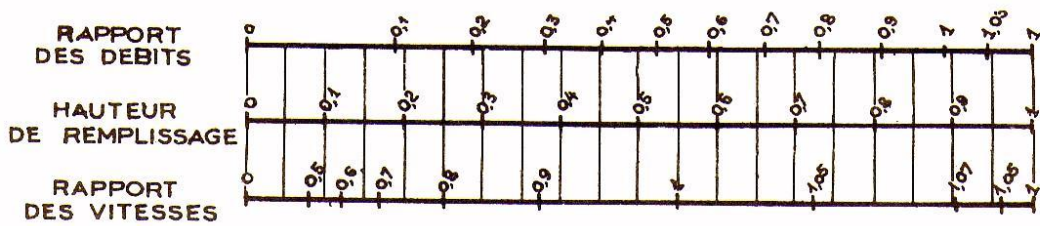
ANNEXE X

VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section