



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BOUCHERIT Ilyès

BOUNEBAB Mohamed Anis

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'ÉPURATION DES EAUX USEES URBAINE DE LA VILLE D'OUED ZENATI WILAYA DE GUELMA

Soutenu le **02 /07 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr CHENAFI**
- Promoteur (s) : **Mr YAKOUBI.M**
- Examineur (s) : **Mr NASRI**

REMERCIEMENTS

REMERCIEMENTS

*En premier lieu, nous tenons tout d'abord à remercier Dieu pour
Nous avoir donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce
travail.*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier notre
promoteur monsieur YAKOUBI MOHAMED pour son aide
appréciable, sa disponibilité, et ses conseils fructueux pour la
réalisation de notre travail.*

Nous tenons également à remercier :

Tous nos enseignants du département hydraulique

*Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans l'élaboration de
ce modeste travail.*

*Nos remerciements aussi à tous les membres de jury d'avoir
accepter de juger ce travail.*

Merci à tous.

dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- *A mes très chers parents.*
- *A mon frère et mes sœurs.*
- *A toute la famille BOUNEBAB et ALLOUACHE.*
- *A celui qui a collaboré avec moi ce travail mon ami BOUCHERIT Ilyès.*
- *A tous les amis de près ou de loin.*
- *A tout mes co-équipiers au sein du club de football l'ESPC.*

BOUNEBAB Med Anis

Dédicase

Je dédie ce modeste travail à :

Celle qui est plus cher que mon âme et mon sang, la lumière de mon chemin, à ma mère adorée.

Mon chef, le formateur de ma conduite, à vous le plus grand des personnes mon cher père.

Aux sources de l'espoir de ma vie, mes frères et sœurs.

Notre princesse : Rawane « titoula ».

Une personne très chère : meriem.

A celui qui a collaboré avec moi ce travail mon ami

BOUNEBAB Med Anis.

A mes chers amis : laminou, mehdidjamel, nabil, rymaaff,

Selma H, chaker, khaled, mimou, mamouni, kimou, mousta,

yasser, ninja, salhoub, idrissou, Vai, hmad, Djo, Allaoua, Bissa,

khalidou, islem, walid, Rostom, khalil, ritzy, hamza

amrouche, grou, tartouka, nounou, rida, bibi, rahmouni,

warda « perf », yahia, tchina.

BOUCHERIT Ilyès

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation de la vile d'Oued Zenati.	
Introduction.....	2
I. Présentation de la ville d'Oued Zenati	2
I.1 .Situation géographique de la ville d'Oued Zenati	2
I.2.Caractéristiques climatiques	3
I.2.1.Température du site et ses écarts	3
I.2.2.L'étude des vents dominant	4
I.2.3.La pluviométrie.....	5
I.3.Etude démographique	5
I.3.1.Calcul De La Population Pour Les différents Horizons	6
I.4.Structure des villes et leur développement	7
1.4.1. Activité socio économique	7
I.4.2.Aperçus sur les industries	7
I.4.3.Aperçus sur les agricultures	8
I.5.Système d'approvisionnement en eau potable	8
I.5.1.Production	8
I.5.2.Stockage.....	9
I.5.3.Ouvrage de stockage.....	9
I.5.4.Dotation réelle	9
I.6. Description du réseau d'assainissement existant	10
I.6.1.Taux de raccordement	10
Conclusion	11

Chapitre II : qualité et caractéristique des eaux usées.

Introduction	12
II.1.Origine des eaux usées	12
II.1.1.Les eaux domestiques.....	12
II.1.2.Les eaux industrielles	12
II.1.3.Les eaux pluviales	12
II.1.4.Les effluents agricoles	12
II.1.5.Les eau parasites	12
II.2.Différents types de pollutions	13
II.2.1.Pollution organiques	13
II.2.2.Pollution microbiologique	13
II.2.3.Pollution minérales	13
II.3.Caractéristiques des paramètres de pollutions étudiés	13
II.3.1.Paramètre physique	13
II.3.1.1.Température	13
II.3.1.2.Conductivité	14
II.3.1.3.La turbidité	14
II.3.1.4.Couleur et odeur	14
II.3.1.5.Les charges pondérales	14
II.3.2Paramètres chimiques	15

II.3.2.1.PH (potentiel hydrogène)	15
II.3.2.2.Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	15
II.3.2.3.Demande chimique en oxygène (DCO)	15
II.3.2.4.Relation DBO ₅ et DCO	16
II.3.2.5.Le carbone organique total (COT).....	16
II.3.2.6.Les sels nutritifs	16
II.3.3.Les paramètres microbiologiques.....	17
II.4.Caractéristique de la pollution actuelle	17
II.5.Résultats des analyses des eaux usées et interprétation	17
II.5.1.Prélèvement et échantillonnage.....	18
II.5.2.Méthodes d'analyses utilisées	18
II.6.Normes de rejet	19
II.7.Résultats analytiques et interprétation.....	20
II.7.1.Interprétation des résultats	20
II.7.1.1. Température	20
II.7.1.2.....	20
PH II.7.1.3. Conductivité	20
II.7.1.4.Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	21
II.7.1.5.Demande chimique en oxygène (DCO)	21
II.7.1.6. Matières en suspension (MES)	21
II.7.1.7.Azote ammoniacal NH ₄ ⁺	21
II.7.1.8.Phosphore	21
II.7.1.9.Azote global	22
II.7.1.10.Métaux lourds.....	22
II.8.Biodégradabilité et nature de rejet	22
II.8.1.Teneur nécessaire en substances nutritives	23
Conclusion	24

CHAPTTRE III : Etude Préliminaire.

Introduction.....	25
III.1.1.Besoins en eau des habitants.....	25
III.1.Estimation des besoins en eau futurs	25
III.1.2.Besoins en eau des équipements	26
III.2.Estimation des charges.....	28
III.2.1.Estimation des charges hydrauliques	28
III.2.1.1.Calcul des débits des eaux usées domestiques.....	28
III.2.1.2.Calcul des débits des eaux usées des équipements	30
III.2.1.3.Calcul du débit des eaux usées total	32
III.1.2.1.Calcul du débit de pointe	33
III.2.2.2.Capacité de la future STEP	33
III.3.Evaluation des charges polluantes	35
III.3.1.La charge moyenne journalière en DBO ₅	35
III.3.2.La charge moyenne journalière en MES.....	35
III.4.Identification du site d'implantation de la future STEP	36

III.4.1.Choix du site d'implantation.....	36
III.4.2. Conditions Géologiques Et Hydrogéologiques Du Site.....	37
III.5.Critères techniques de la variante d'épuration.....	38
III.5.1.Rendement d'épuration.....	38
III.5.2.Fiabilité.....	39
III.5.3.Choix de la variante d'épuration.....	39
III.5.4.Paramètres de fonctionnement du processus.....	40
III.6.Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la future STEP.....	43
III.6.1.2.Détermination du diamètre du collecteur.....	44
III.6.2.1.Partie gravitaire.....	44
III.6.2.1.1. Diamètre du collecteur N°1.....	44
III.6.2.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	45
III.6.2.1.2.Dimensionnement de la station de relevage.....	47
III.6.2.1.3.Choix du type de pompe.....	48
III.6.2.1.4.Dimensionnement de la bêche de reprise.....	48
III.6.2.2.Partie refoulement.....	49
III.6.2.2.1.Dimensionnement du premier tronçon du collecteur N°2.....	49
Conclusion.....	49

CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station d'épuration.

Introduction.....	50
IV.1.1.Prétraitement.....	50
IV.1.1.1.Dégrillage.....	50
IV.1.1.2 Dessablage-déshuilage.....	53
IV.1.2.Traitement primaire (décanteur primaire).....	56
IV.1.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire.....	56
IV.1.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminées.....	58
IV.1.3 Le traitement secondaire.....	59
IV.1.3.1 Dimensionnement du bassin d'aération.....	59
IV.1.3.2 Besoins théoriques en oxygène.....	60
IV.1.3.3 Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	62
IV.1.4.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	65
IV.1.4.1 Dimensionnement de clarificateur.....	66
IV.1.5 Traitement tertiaire (désinfection).....	68
IV.1.5.1. Dose du chlore à injecter.....	68
IV.2 Traitement des boues.....	69
IV.2.1. techniques de traitements des boues de stations d'épuration.....	70
IV.2.2. Epaissement.....	72
IV.2.3.Stabilisation des boues.....	72
IV.2.4. Déshydratation.....	72
IV.3. Dimensionnement.....	72
IV.3.1.L'épaississeur.....	72
IV.3.2. digesteur aérobie.....	74
IV.3.3.Lits de séchage.....	75

Conclusion	77
CONCLUSION GENERALE.....	78

Liste des tableaux.

Tableau I.1: Moyenne mensuelle et annuelle de la température de l'air	3
Tableau I.2: Evolution des écarts et des températures aux cours des années	4
Tableau I.3: Moyenne mensuelle et annuelle des vitesses du vent période.....	4
Tableau I.4 : L'évaluation de la population de la zone d'étude a été faite sur la base des données statistiques du dernier recensement.....	6
<i>Tableau I.5 :</i> Evolution de la population future de différentes agglomérations	7
Tableau I.6 : Production en eau potable des centres.....	8
Tableau I.7: Les réservoirs des centres et leurs capacités	9
Tableau I.8: résultats des dotations approximatives et théorique	10
Tableau I.9 : le taux de raccordement au réseau d'assainissement des centres	10
Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité.....	16
Tableau II.2 : Méthodes d'analyses utilisées	18
Tableau II.3 : les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration.....	19
Tableau II.4 : Les paramètres physico-chimique Campagne de 19/10/2011	20
Tableau II.5 : les paramètres des métaux lourds.....	22
Tableau II.6 : le rapport de la biodégradabilité DCO/DBO5	23
Tableau II.7 : Teneur en substances nutritives	23
Tableau III.1 : Variation des besoins domestiques du centre Oued Zenati.....	24
Tableau III.2 : Variation des besoins domestiques du centre BORDJ – SABATH pour les différents horizons.....	24
Tableau III.3 : Variation des besoins domestiques du centre AIN REGADA pour les différents horizons.....	25
Tableau III.4 : Variation des besoins domestiques du centre RAS – EL AIOUN pour les différents horizons.....	25
Tableau III.5 : Variation des besoins domestiques du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.....	25
Tableau III.6 : Variation des besoins d'équipement du centre OUED ZENATI pour différent horizons.....	26
Tableau III.7 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre BORDJ - SABATH pour les différents horizons.....	26
Tableau III.8 : Variation des besoins d'équipements du centre AIN REGADA pour les différents horizons	27
Tableau III.9: Variation des besoins d'équipement du centre RAS EL AIOUN pour les différents horizons.....	27
Tableau III.10: Variation des besoins d'équipements du centre RAS – EL AGBA pour les différents Horizons.....	27
Tableau III.11 : Variation des besoins domestiques et des rejets du centre OUED ZENATI pour les différents Horizons.....	28
Tableau III.12 : Variation des besoins domestiques et des rejets du centre BORDJ – SABATH pour les différents horizons.....	28

Tableau III.13 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre AIN REGADA pour les différents horizons.....	28
Tableau III.14 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre RAS – EL AOUN pour les différents horizons.....	29
Tableau III.15 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.....	29
Tableau III.16 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre OUED ZENATI pour les différents horizons.....	30
Tableau III.17 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre BORDJ - SABATH pour les différents horizons.....	30
Tableau III.18 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre AIN REGADA pour les différents horizons.....	30
Tableau III.19: Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre RAS EL AOUN pour les différents horizons.....	31
Tableau III.20: Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.....	31
Tableaux III.21: Rejet total en eaux usées de la région d'étude	31
Tableau III.22 : les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons.....	32
Tableau III. 23 : le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons.	33
Tableau III. 24 : les débits moyens horaires pour les différents horizons	33
Tableau III.25 : les différentes charges polluantes pour les deux horizons	34
Tableau III.26: classement des procédés par boues activées.	39
Tableau III.27 : répartition des débits	42
Tableau III.28 : diamètres des collecteurs dans la partie gravitaire	44
Tableau III.29 : les résultats du dimensionnement du Déversoir d'orage.....	46
Tableau III.30 : Calcul du dimensionnement du 2eme tronçon du collecteur n°1	46
Tableau III.31 : <i>calcul des pertes de charge.</i>	46
Tableau III.32 : <i>Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement</i>	47
Tableau III.33 : caractéristique de la bache de réception.....	48
Tableau III.34 : résultat du diamètre de calcul de refoulement.....	48
Tableau IV.1 : donnée de base pour le dimensionnement	49
Tableau IV.2: espacement et épaisseur des barreaux.....	50
Tableau IV.3 : les valeurs de	51
Tableau IV.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2031	52
Tableau IV.5: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2041	52
Tableau IV.6: pourcentage de MVS	53
Tableau IV.7: Dimensionnement du déssableur-déshuileur	55
Tableau IV.8: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k.....	56
Tableau IV.9: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	57
Tableau IV.10: Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'	60
Tableau IV.11 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b	62
Tableau IV.12 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2041	66
Tableau IV.13 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2041	68
Tableau IV.14: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2041	75

Liste des figures

<i>Figure I.1 : Carte administrative de wilaya de Guelma.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure I.2 : représentation moyennes mensuelles des températures.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure I.3 : Moyenne mensuelle et annuelle des vitesses du vent période.....</i>	<i>4</i>
<i>Figure III.1 : La zone d'implantation de la station d'épuration de ville d'Oued Zenati proposé.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure III.2 : coupe géologique schématique</i>	<i>36</i>
<i>Figure III.3 : schéma du procédé de traitement retenu</i>	<i>41</i>
<i>Figure IV.1: Enchaînement des opérations unitaires du traitement des boues</i>	<i>70</i>

Liste des abréviations

AS : Agglomération secondaire.
ACL : Agglomération chef-lieu.
AEP : Alimentation en eau potable.
COT : Carbone organique total.
DRE : Direction des ressources en eau.
DBO5 : Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours.
DCO : Demande chimique en oxygène.
ENHYD: Entreprise national d'hydraulique.
EqH : Equivalent habitant.
Hab : habitant
MES : Matière en suspension.
MVS : Matière volatiles en suspension.
MO : Matière organique.
MM : Matière minérale
NTK : Azote total Kjeldahl.
PDAU : Plan directeur d'aménagement d'urbanisme.
PT : phosphore total
R : rejet
Re : regard
Rw : Route entre wilaya
STEP : station d'épuration.
SR : station de refoulement.
Z.E : Zone éparses.

LISTE DES DIFFERENTS PARAMETRES UTILISES

% : pourcent

H : Calcul des pertes de charge m

a : espacement entre les barreaux (mm)

A : superficie de l'aire considérée [ha]

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

Cr : coefficient de rejet.

C° : degré Celsius

cm³/g : centimètre cube par gramme

C_p : coefficient de pointe

d : diamètre (m)

DBO₅ : demande biologique en oxygène

DBO5 : Demande biologique en oxygène

DCO : Demande chimique en oxygène

DCO : Demande chimique en oxygène

DHW : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.

D_r : diamètre de refoulement

E : Est

e : épaisseur des barreaux (mm)

g : accélération de la pesanteur m/s²

g/hab.j : gramme par habitant par jour

g/l : gramme par litre

h : heure

H₀ : hauteur de la chute m

ha : hectare

hab : habitant

hab/Km² : habitant par kilomètre carrée

H_{dev} : hauteur du seuil du déversoir (m)

H_g : hauteur géométrique

Hm³ : hectomètre cube

Hm³/an : hectomètre cube par an

H_{max} : altitude maximale(m)

H_{min} : altitude minimale(m)

Hmt : La hauteur manométrique totale m

I : pente moyenne du sous bassin [m/m]

J : pertes de charge.

j_{div} : perte de charge conicité

Kg/j : Kilogramme par jour

Km : Kilomètre

Km² : Kilomètre carrée

L : longueur de rectangle équivalent (km)

l : largeur minimale du dessableur m

L/an.hab : Litre par an par habitant

l/j/hab : litre par jour par habitant

l/s : litre par seconde

L_0 : La longueur mouillée

L_d : longueur du divergent

L_1 : La largeur unitaire m

m : mètre

m : coefficient expérimentale

m/s : mètre par seconde

m^2 : mètre carré

m^2/s : mètre carré par seconde

m^3/h : mètre cube par heure

m^3/j : mètre cube par jour

m^3/s : mètre cube par seconde

MES : Matière en suspension

SR : Station de relevage

MES : matières en suspension

mg/l : milligramme par litre

mg/ml : milligramme par millilitre

mgO_2/l : milligramme d'oxygène dissous par litre

ml : mètre lainière

mm : millimètre

mm/an : millimètre par an

N : Nord

N : nombre de pompe identiques

N° : Numéro

N_c : Population de calcul, hab.

\emptyset : Diamètre mm

O : Fraction occupée par les barreaux

P_a : La puissance absorbée kw

P_n : population future [hab]

P_o : population actuel [hab]

Q_{ij} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)

Q : débit en (m^3/s)

Q_{p16} : débits diurne (m^3/h)

Q_{dev} : débit diverse (m^3/s)

Q_m : débit moyen horaire (m^3/h)

Q_{max} : débits de pointe (m^3/s)

Q_N : débit moyen nocturne (m^3/h)

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m^3/s)

Q_{pp} : débit d'une pompe ou d'un groupe de pompe (m^3/s).

Q_{su} : quantité de sable unitaire (m^3/s)

Q_t : débit total prévu dans le collecteur amont ou débit de pointe par temps pluie

Q_{tr} : débit transit vers la station d'épuration

$Q_{p_{ts}}$: débit de pointe de temps sec (l/s)

R : ruissellement mm

R_e = nombre de REYNOLDS

S : Sud

S: superficie [km^2]

S_h : surface horizontale du bassin (m^2)

STEP : Station d'épuration

S_u : La section utile m^2

T_s : temps de séjour.

T : taux d'accroissement annuel de la population

t_c : temps de concentration(h).

T_{moy} : température moyenne $^{\circ}C$

V : vitesse du liquide dans la conduite (m/s)

V_0 : volume résiduel au fond de la bache nécessaire a l'amorçage des pompes m^3

v_e : vitesse d'écoulement dans le bassin m/s

v_{max} : vitesse d'écoulement maximale (m/s)

V_{max} : volume maximale de résidus retenus (m^3/j)

V_{min} : volume minimale des résidus retenus (m^3/j)

v_{sc} : vitesse de sédimentation (m/s)

V_U : volume utile de la bache

: coefficient de forme du barreaux :

: La viscosité cinétique du liquide

: Le rendement globale %

: Coefficient des pertes de charge.

div : Coefficient de pertes de charge dans le divergent

Liste des annexes

Annexe 1 : les paramètres physico- chimique Campagne de 04/04/2012.

Annexe 2 : les paramètres des métaux lourds.

Annexe 3 : le rapport de la biodégradabilité DCO/DBO5.

Annexe 4 : Teneur en substances nutritives.

Annexe 5 : Profil en long du collecteur d'amenée vers la STEP.

Annexe 6 : l'abaque de dimensionnement des canalisations des usées.

Introduction générale

Introduction générale :

Si l'on a pu aussi longtemps et sans inconvénients se débarrasser des eaux usées on les rejetant dans les cours d'eau, c'est que d'une part ceux-ci ont une énorme capacité de dilution et que d'autre part, ils ont le pouvoir de s'auto épurer grâce à leur flore microbienne.

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.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la ville d'Oued Zenati se déverse directement dans l'oued portant le même nom de la ville sans aucun traitement préalable.

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville de Oued Zenati consiste à protéger les eaux de l'oued contre la pollution.

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, pour que toutes les eaux usées de la ville seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur (oued).

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

- ✓ La présentation de la ville de Oued Zenati.
- ✓ Qualité et caractéristique des eaux usées.
- ✓ Etude préliminaire.
- ✓ Dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2031 et 2041.

Chapitre I :Présentation de la ville d'Oued Zenati

Introduction :

Le présent chapitre est rédigé sur la base de la collecte et analyse des données de base disponible et des relevés d'observations sur les caractéristiques climatiques aux postes hydrométriques et stations météorologiques qui se trouvent dans la région étudiée.

I. Présentation de la ville d'Oued Zenati :

I.1 .Situation géographique de la ville d'Oued Zenati :

La commune d'Oued Zenati est située dans le nord-est du pays. elle est une daïra de la Wilaya de Guelma à 472 kilomètres à l'est d'Alger, à 40 km (coté sud-ouest) de Guelma, à 100 km d'Annaba et à 70 km de Constantine.

La ville est traversée par un cours d'eau du même nom.

Oued Zenati se situe à une altitude de 621 mètres et le relief y est très montagneux, traversé par la chaîne de montagne de l'Atlas tellien.

Coordonnées : 36° 18' 55'' 7° 09' 50''

La commune de Oued Zenati se situe dans la wilaya de Guelma à 40 Km de celle-ci est limitée :

- Au nord par : la commune de Bordj Sabath
- Au sud par : la commune de Tamlouka et Ain Trab
- A l'est par : la commune de Ain Makhlouf et Ras El Agba
- A l'ouest par : la commune de Kseur El Aazeb



Figure I.1 : Carte administrative de wilaya de Guelma

I.2. Caractéristiques climatiques :

Appartient au climat méditerranéen humide à subhumide avec une pluviométrie moyenne qui varie entre 400 et 700 mm, caractérisé par une saison humide de dense qui s'étend d'octobre à mai et une saison sèche qui s'étale de juin à septembre avec des températures maximales de 40 à 50°C.

La commune d'Oued Zenati se caractérise par un climat semi-continentale avec une saison sec La station météorologique existante, susceptible d'être considérée comme représentative de la région d'étude et possédante des données fiables est celle de la ville de Guelma.

Les caractéristiques géographiques de la station sont présentées comme suite :

I.2.1. Température du site et ses écarts :

La température moyenne annuelle de l'air en moyenne de 17,3° C, Est de 17 le territoire de la Wilaya se caractérise par un climat subhumide au centre et au nord et semi aride vers le sud.

Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été. La température qui varie de 4°C en hiver et à plus de 35°C en été est en moyenne de 17,3°C.

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

Nous illustrons dans le tableau ci-dessous les données sur les températures enregistrées à la station Guelma.

Ecart de la température : Ecart de la température moyenne annuelle par rapport à la normale, en degrés Celsius.

Tableau I.1: Moyenne mensuelle et annuelle de la température de l'air en °C.

Moi	Ja	Fe	Mar	Av	Mai	Jui	Juill	Aou	Sep	Oct	No	Dec	An	Ecart
Tm °c	9	10,2	12,7	15,3	19,4	24,3	27,6	27	23,3	20,2	14	10,7	17,9	2

Source ; O.N.M

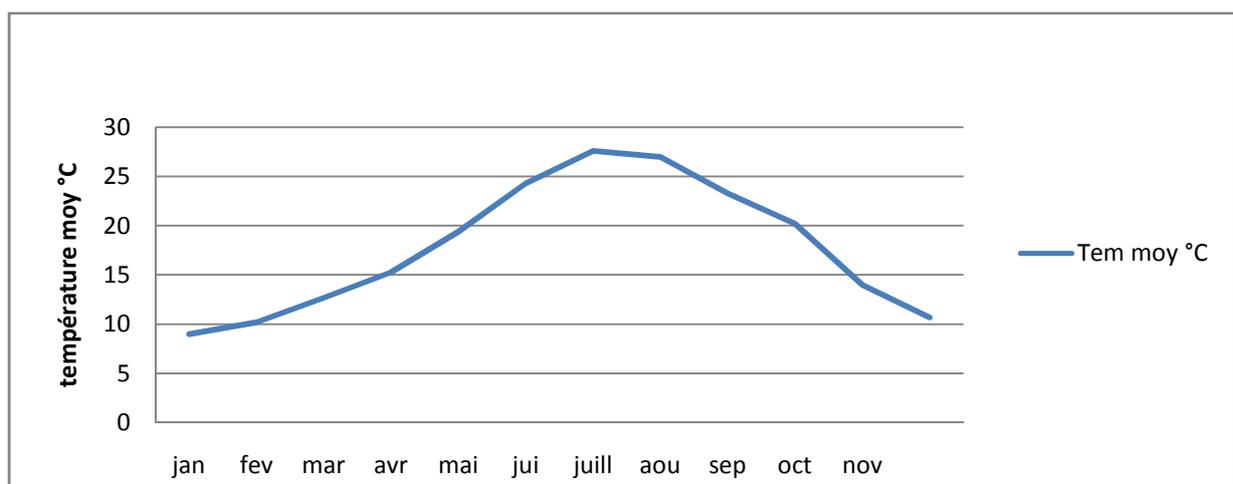


Figure I.2 : représentation moyennes mensuelles des températures.

Les valeurs moyennes mensuelles minimale et maximale correspondant aux mois de janvier (9,7°C) et Juillet (27,6°C)

Pour la période observée 2001-2010, la température moyenne annuelle est de 17,9 °C et de ce fait, nous la considérons comme une température favorable au bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique

Tableau I.2 : Evolution des écarts et des températures aux cours des années

Années	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
T annuelle	18,1	18,2	18,2	17,5	17,4	18,4	17,5	17,7	17,7	17,6
Ecart	+6	+16	+7	-2	-3	+0,7	-0,2	-1	+0,4	-0,9

Source : O.N.M

I.2.2.L'étude des vents dominant :

Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent. [1]

Tableau I.3 : Moyenne mensuelle et annuelle des vitesses du vent période : 2001-2010

Caractéristique	Mois												Annuel
	Ja	Fe	Ma	Av	Ma	Ju	Jui	Aou	Se	Oc	No	De	
Vitesse de vent en m/s	1,8	2,1	2,3	2,1	1,9	2,1	1,9	2,1	1,8	2,3	1,7	1,9	1,7

Source : O.N.M

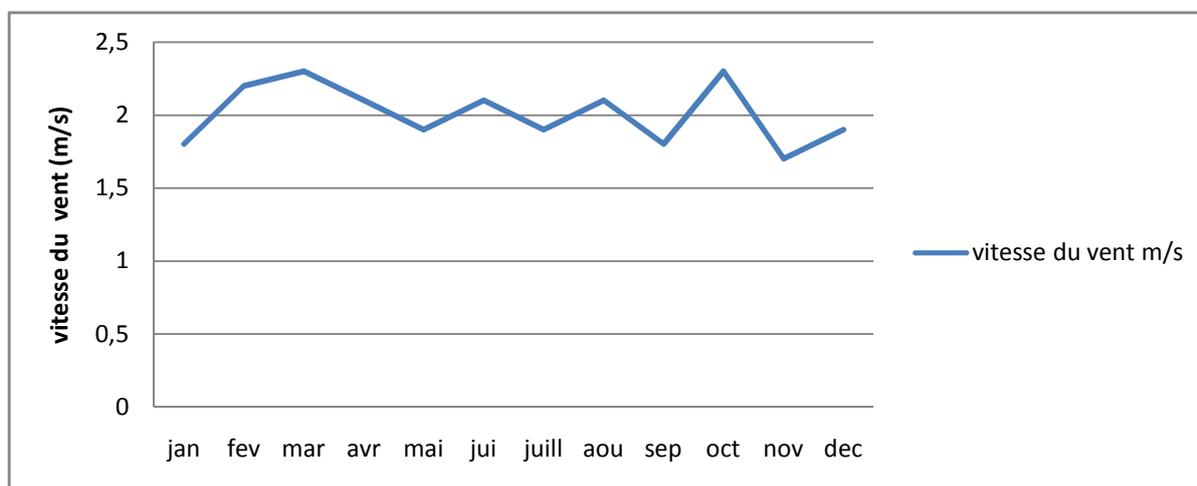


Figure 1.3 : Moyenne mensuelle et annuelle des vitesses du vent période : 2001-2010.

La valeur de la vitesse du vent moyenne mensuelle maximale et minimale sont enregistrées respectivement aux mois octobre et mars (2,3 m/s) et au mois Novembre (1,7 m /s)

La moyenne annuelle de la vitesse du vent est de 1,7 m/s

Les vents dominants sont de Nord et Nord-Ouest au cours de la saison humide et ils soufflent de sud-est au cours de la saison sèche (sirocco)

I.2.3.La pluviométrie :

On enregistre ;

- 654 mm/an à la station de Guelma
- 627 mm/an à la station d'Ain-Larbi
- 526 mm /an à la station de Medjez-Ammar

Cette pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au sud jusqu'à près de 1000 mm/an au nord. Près de 57% de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (octobre-mai) Pour ce qui est l'enneigement, on enregistre 12,7 j/an à la station d'Ain-Larbi, et s'il neige sur les principaux sommets, les risques sur les plaines son minimales.

Quant au nombre de jours gelées blanches, il est de l'ordre de ;

- 11j/an à la station de Guelma
- 33,5 j / an à la station d'Ain-Larbi

Ce climat dont jouit la commune d'Oued Zenati est assez favorable à l'activité agricole et d'élevage

I.3.Etude démographique:

L'estimation de la population future a pour but d'avoir une idée sur le nombre et l'importance des équipements projetés. Dans ce contexte les centres de OUED ZENATI, AIN REGADA, BORDJ- SABATH, AIN TRABE, SIDI ABID, KIFANE EL-ASSEL, HADOUCHE SALAH, les Eparses .Les régions de Oued ZENATI, Ain – REGADA et Bordj – SABATH sont considérées comme des agglomérations de grande taille parmi les communes de la wilaya de GUELMA.

Nous avons fait recours aux documents disponibles à savoir :

- Recensement effectué par l'O.N.S année 2008.
- Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (P.D.A.U de Oued ZENATI).

Le recensement effectué par l'ONS année 2008 est dans le tableau ci après. [1]

Tableau I.4 : L'évaluation de la population de la zone d'étude a été faite sur la base des données statistiques du dernier recensement (Avril 2008).

Nom de l'agglomération	Dispersion	Population	Nombre de logements
OUED – ZENATI	A.C.L	27441	6147
AIN – TRAB	A.S	2261	344
SIDI - ABID	A.S	1306	174
KIFANE -EL ASSEL	A.S	1254	157
HADOUCHE – SALAH	A.S	224	59
BORDJ – SABATH	A.C.L	3910	766
AIN – REGADA	A.C.L	3709	789
RAS – EL AOUN	A.S	1444	401
RAS – EL AGBA	A.C.L	2130	648
EPARSEES	Z.E	9457	1247

Pour le calcul de la population future, on applique la formule suivante :

- $P = P_0 (1+\alpha)^n$
- **P** : la population future.
- **P₀** : la population actuelle (ou référence).
- **α** : Le taux d'accroissement moyen de la wilaya de GUELMA qui est 1,2 % ou $(1+r)$ est égale à 1,012.
- **n** : représente la valeur de la période horizon. [1]

I.3.1.Calcul De La Population Pour Les différents Horizons :

Les résultats des calculs de la population des centres de Oued ZENATI, Ain – REGADA Bordj – SABATH, Ras El AGBA, ainsi que les agglomérations des communes cités -ci – dessous sont représentés dans le tableau :

Tableau I.5 : Evolution de la population future de différentes agglomérations

Centre et agglo	Pop 2008	Taux d'acc	Populations aux horizons de calcul (Hab)						
			2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Oued Zenati	27441	1,2	28441	30189	32044	34013	36104	38323	40678
Ain Trab	2261	1,2	2343	2487	2640	2803	2975	3158	3352
Sidi Abid	1306	1,2	1354	1437	1525	1619	1718	1824	1936
Kifane El Assel	1254	1,2	1300	1380	1464	1554	1650	1751	1859
Hadouche Salah	224	1,2	232	246	262	278	295	313	332
Bordj Sabath	3910	1,2	4052	4302	4566	4846	5144	5460	5796
Ain Regada	3709	1,2	3844	4080	4331	4597	4880	5180	5498
Ras El aioun	1444	1,2	1497	1589	1686	1790	1900	2017	2141
Ras El Agba	2130	1,2	2208	2343	2487	2640	2802	2975	3157
Eparses	9457	1,2	9802	10404	11043	11722	12442	13207	14019
Total	53136		55073	58457	62048	65862	69910	74208	78768

I.4. Structure des villes et leur développement :

Les centres OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS EL AGBA, BORDJ SABATH sont parmi les pôles urbains de la wilaya de GUELMA ; c'est pourquoi leurs plans d'urbanisme sont venu pour dresser un bilan de la situation actuelle en prévoyant des solutions futures aux problèmes rencontrés, (Habitat et structure urbaines).

D'après les données fournies par l'A.P.C de OUEDZENATI, les habitations sont de type individuelle, traditionnel et collective et semi collective.

Dans cette situation l'intervention à partir du PDAU se limite à des plans d'occupations des sols (POS) qui couvrent une grande partie du chef lieu de ces communes. [1]

1.4.1. Activité socio économique :

Dans le cadre socio – économique on remarque la concentration de l'administration Dans le chef-lieu de ces communes.

L'implantation de différents établissements sociaux et culturels aide beaucoup au développement social de ces communes, on trouve qu'elle sont dotées actuellement des écoles primaires, des C.E.M, des lycées salle de lecture, des centres de formations, des maisons de jeunes, des salles omnisports et des centres de soins . Dans le cadre du PDAU on prévoit des établissements sociaux culturel et sportif, en plus l'administration est présente (Daïra, APC,

PTT, Police et garde communale) pour aider à résoudre de façon non centraliser les différents problèmes d'ordre social et administratif rencontré.

I.4.2.Aperçus sur les industries :

Les communes d'OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS ELAGBA, BORDJ SABATH sont situées dans des zones à caractère agricole, on note l'absence total des activités industrielles à l'exception de la zone d'activité (SU UM1) d'après le PDAU.

I.4.3.Aperçus sur les agricultures :

Les communes de OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS ELAGBA, BORDJ SABATH sont des régions à caractère agricole communes, le fait que la majorité des terres sont à cultures céréales, arbustives sur de petites parcelles.

I.5.Système d'approvisionnement en eau potable :

I.5.1.Production :

Les communes d'OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS ELAGBA, BORDJ SABATH En question d'eau potable et selon les données reçues de la direction de l'hydraulique de GUELMA. L'approvisionnement en eau potable est réalisé à partir des forages constituant les seules ressources qui alimentent actuellement ces centres. [1]

Tableau I.6 : Production en eau potable des centres.

CENTRE	Station de pompage Débit (l / s)	Heure de pompage	Volume produit (m³ / j)
Oued Zenati	66	19	4514,40
Ain Regada	10.5	19	718,20
Bordj Sabath	20	19	1368,00
Ras Elagba	14	18	907,20
Ain Trab	4.50	19	307,80
Sidi Abid	2.5	19	171,00
Kiffane Elassel	1.00	19	68,40
Hadouche Salah	1.00	19	68,40

Source (Subdivision Hydraulique d'OUED ZENATI)

I.5.2.Stockage :

Pour assurer une bonne distribution, Les communes d'OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS ELAGBA, BORDJ SABATH possèdent plusieurs ouvrages de stockage (réservoirs) assurant l'alimentation de ces localités, comme il est indiqué dans les tableaux suivants : [1]

I.5.3.Ouvrages de Stockage :

Tableau I.7 : Les réservoirs des centres et leurs capacités.[1]

Centres	Nombre de réservoir	Capacité (m ³)
Oued Zenati	04	4000
Ain regada	01	500
Bordj Sabath	01	200

I.5.4. Dotation réelle :

La dotation réelle se déduit à partir du volume distribué par biais des réservoirs de stockage normalement dotés de débitmètres, pour la zone d'étude nous n'avons pas eu des données suffisantes, pour déterminer la dotation réelle, pour cela nous allons utiliser les débits de rejet mesurer pour avoir une approche de la réalité.

Par contre, nous avons la production journalière de l'eau potable, à partir de cette donnée nous allons estimer approximativement la dotation réelle pour les centres d'OUED ZENATI, AIN REGADA, RAS ELAGBA, BORDJ SABATH

Pour le centre d'OUED ZENATI, nous avons le débit journalier à partir des forages $Q_j = 4514,40 \text{ m}^3 / \text{j}$, on estime les pertes au réseau de distribution à 20 % du débit distribué, d'où : [1]

$$Q_{\text{Perte}} = 0.2 * 4514.40 = 902.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad \mathbf{Q_{\text{perte}} = 902.88 \text{ m}^3/\text{s}.}$$

$$Q_{\text{con}} = Q_j - Q_{\text{prt}} = 3611.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad \mathbf{Q_{\text{con}} = 3611.88 \text{ m}^3/\text{s}.}$$

$$\text{la dotation} = \frac{Q_{\text{con}}}{\text{Nombre d'habitants}} = \frac{3611.52}{28441} = 0.12698 \text{ m}^3 / \text{j} / \text{hab.} [1]$$

Avec ce calcul on obtient une dotation actuelle approximative :

$$\mathbf{D = 127 \text{ l} / \text{j} / \text{hab.}}$$

Avec la même procédure on obtient les dotations des autres centres.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau I.8: résultats des dotations approximative et théorique.

Centres	Q _j (m ³ /j)	N _{habitants}	Q _{con} (m ³ /j)	Dotation (l/j/hab)		Grain/déficit (l/j/Hab)
				Approximative	Théorique	
Oued Zenati	4514,40	28441	3611.52	127	200	73
Ain Regada	718,20	3844	574.56	149 ,46	200	50,54
Ras El Agba	907,20	2208	725.76	328,69	200	-128,69
Ain Trab	307,80	2343	246.24	106	200	94
Sidi Abid	171,00	1354	136.8	101	200	99
Bordj Sabath	1368	4052	1094.4	27,34	200	172,66

I.6. Description du réseau d'assainissement existant :

Après la visite de reconnaissance sur les lieux d'étude et suivant les informations reçus de la part de l'Administration. [1](Direction de l'hydraulique de GUELMA, et la subdivision hydraulique d'OUED ZENATI, ainsi que le P.D.A.U reçus par l'A.P.C de OUED ZENATI.

I.6.1.Taux de raccordement :

Le taux de raccordement au réseau d'assainissement est un facteur très important, nécessaires pour faire une étude complète d'une station d'épuration des eaux usées.

On a d'abord le taux de raccordement des habitations au réseau d'assainissement vers la future station d'épuration, suivant nos visites à la zone d'étude et après l'analyse des données et les informations fournies par la subdivision hydraulique d'OUED ZENATI, les taux de raccordement des habitations au réseau sont dressés dans les tableaux suivants : [1]

Tableau I.9 : le taux de raccordement au réseau d'assainissement des centres.

Centres	Taux raccordement
Oued Zenati	90
Ain Regada	80
Ras Elagba	80
Bordj Sabath	60

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu que la zone 'étude (Oued Zenati) est caractériser par un climat subhumide au centre et au nord et semi aride vers le sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été, Le relief y est très montagneux, traversé par la chaîne de montagne de l'Atlas tellien.

Le réseau AEP contient des réservoirs et puits, le taux de raccordement est de 90% l'état du réseau est bonne, la distribution en eau potable se fait 24/24, le réseau d'assainissement est unitaire et en bon état.

Toutes les eaux usées chargés en matière polluantes qui se déversent à l'aire libre et rejoignent l'Oued Zenati sans aucun traitement préalable, entrainant une pollution du milieu récepteur et des problèmes de la santé publique d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Chapitre II : Qualité et Caractéristique des Eaux Usées.

Introduction :

L'eau est le vecteur choisi par l'homme pour éliminer la majorité de ses déchets, les multiples utilisations de l'eau par l'homme donne lieu à la formation d'eau usées, présentes en différentes concentration à l'état pur ou mélangé, par ailleurs, presque tous les processus industriels et artisanaux consomment de l'eau et rejettent des eaux résiduaires. Sous cette terminologie, on groupe habituellement des eaux d'origine très diverses : les eaux d'origine urbaine (eaux ménagères, eaux de vannes) ; il s'y ajoute suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole.

Les eaux usées sont liquides de composition hétérogène, chargées de matières minérales ou organique, pouvant être en suspension ou en solution, et dont certaines peuvent avoir un caractère toxique. A cette charge s'associent presque toujours des matières grasses et des matières colloïdales. [2]

II.1.Origine des eaux usées :

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques, industriel, agricole ainsi que les précipitations et l'infiltration. Ces catégories des eaux usées sont classées suivant la source de leur pollution.

II.1.1.Les eaux domestiques :

Elles proviennent de différents usages domestique de l'eau, Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques, etc. et en eaux « vannes » ; il s'agit de rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. [3]

II.1.2.Les eaux industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. [2]

II.1.3.Les eaux pluviales :

Elles peuvent constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses, l'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles, de vidanges, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).En cas de fortes précipitations, les contraintes de préservation des installations d'épuration peuvent imposer un déversement (« délestage ») de ce « mélange » très pollué dans le milieu naturel. [3]

II.1.4.Les effluents agricoles :

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail). [4]

II.1.5.Les eau parasites :

Elles proviennent des remontées des nappes sous-terraines ou des fuites des conduites d'alimentation en eaux potable (AEP) ; ces eaux s'infiltrent dans les collecteurs et se

mélangent aux eaux usées et les diluent ; ces qui influe par la suite sur le fonctionnement de la station d'épuration. [4]

II.2. Différents types de pollutions :

En entend par la pollution de l'eau, la modification néfaste de la composition des eaux par l'ajout des substances susceptibles d'altérer leur qualité, leur aspect esthétique et compromettre leur consommations.

La pollution se manifeste généralement sous trois formes principales :

- Organiques
- Microbiologiques
- Minérales

A chacune de ces formes de pollution correspond nécessairement une modification du milieu récepteur qui se traduit indirectement et à plus ou moins long terme, par des conséquences néfastes sur l'individu. [4]

II.2.1. Pollution organiques :

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organique banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

Il est à noter l'existence d'autre substance, organiques utilisées ou fabriquées industriellement, c'est le cas des phénols, des aldéhydes et des composés azotés. [4]

II.2.2. Pollution microbiologique :

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu. [3]

II.2.3. Pollution minérales :

Il s'agit d'effluents constitués essentiellement de métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais. On peut citer quelques-uns, comme le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure. Il y'a aussi le cas de certain sels provenant de l'agriculture. Ces éléments sot non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire. [5]

II.3. Caractéristiques des paramètres de pollutions étudiés :

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales

- Physique (matière en suspension)
- Chimique (matière organiques dissoutes).
- Microbiologique

II.3.1. Paramètre physique

II.3.1.1. Température :

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

- Les processus biologiques et physico-chimiques;

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

- La multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

II.3.1.2. Conductivité :

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leurs natures. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau.

La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impureté, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande. [6]

II.3.1.3. La turbidité :

La turbidité est liée à la présence dans l'eau usée de particules ou matière en suspension (MES) d'origine diverses ; organiques, argiles et des colloïdes..., Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons. La turbidité de l'eau usée intense pendant les premières pluies, car il y a nettoyage des chaussées et toitures. [6]

II.3.1.4. Couleur et odeur :

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes, colloïdales ou par des composés chimiques solubles qui sont colorés. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques. La couleur et l'odeur des eaux usées renseignent sur l'âge des déchets liquides. [6]

II.3.1.5. Les charges pondérales :

✓ Les matières en suspension (MES) :

Il s'agit de matières solides qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'elles représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussière de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse. Elles sont séparables par filtration, décantation ou centrifugation. Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 105°C. [6]

✓ Les matières volatiles en suspension (MVS) :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension, Elles sont mesurées par calcination à 650°C en deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70-80% de MES. [6]

✓ Les matières minérales en suspension (MMS) :

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussière. [6]

✓ Les matières décantables (MD) et non décantables (MND) :

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2heures) suivant les conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône Imhof ou coin). Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique. [6]

✓ Huiles et graisses :

Les huiles et les graisses que l'on peut trouver dans l'eau sont très souvent sous forme d'émulsions ou saponifiées sous l'action de produits chimiques, de détergents,...

Il est clair que la présence de graisses et d'huiles constitue une gêne considérable pour le fonctionnement des stations d'épuration des eaux. Les graisses présentes dans l'effluent à traiter posent de nombreux problèmes dans le domaine de l'épuration.

- Le colmatage des canalisations (du réseau d'assainissement ou de la station d'épuration).
- Les graisses constituent un substrat privilégié pour la croissance de certains organismes filamenteux hydrophobes, comme *Microthrix Parvicella* qui affecte la dilatibilité de la boue et *Nocardiaamarae* qui à la l'origine de mousses brunes visqueuses et stables susceptibles de créer des problèmes d'exploitation et des rejets non conformes.
- Dans les bassins d'aération, elles réduisent les transferts d'oxygène à deux niveaux différents ; au niveau du floc, par adsorption sur celui-ci (création d'un film lipidique qui réduit le transfert d'oxygène dissous entre l'eau et le floc) et au niveau de la surface du bassin par la constitution d'une pellicule entre l'air et l'eau.
- Lorsque les graisses sont présentes en trop fortes concentrations dans les boues, elles affectent les performances de la déshydrations. [6]

II.3.2 Paramètres chimiques :

II.3.2.1. PH (potentiel hydrogène) :

Le PH de l'eau représente son acidité ou son alcalinité, autrement dit indique la concentration en H^+ présent dans l'eau, ce paramètre joue un rôle primordial à la fois !

- Dans les propriétés physico-chimiques (acidité agressivité)
- Dans le processus biologique et dans l'efficacité de certains traitements [6]

II.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La demande biochimique en oxygène DBO, exprimé en mg d'oxygène par litre. Elle exprime la quantité de matières organique, biodégradables présentes dans l'eau, plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jour. C'est la DBO⁵, demande biochimique en oxygène sur cinq jours.

La mesure de la DBO₅ constitue un moyen valable de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques. Pratiquement la DBO₅ permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescible [6]

II.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène DCO, exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle représente la teneur total de l'eau en matière oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique les matières sus indiquées. [6]

II.3.2.4. Relation DBO₅ et DCO

Le rapport DBO₅/DCO donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactérie, champignons,...). [6]

Les différents modes de traitements utilisés en fonction du coefficient de biodégradation sont exprimés dans le tableau suivant. [7]

Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité.

K : rapport (DCO/DBO₅)	Mode de traitement
K=1	Pollution totalement biodégradable
1 < K < 1,6	Épuration biologique très possible
1,6 < K < 3,2	Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique.
K > 32	Traitement biologique impossible

II.3.2.5. Le carbone organique total (COT)

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

Le gaz et la vapeur produits par la combustion catalytique de l'échantillon sont piégés, et la quantité d'oxygène consommée est mesurée par l'intermédiaire d'une cellule galvanique. [6]

II.3.2.6. Les sels nutritifs

Les nutriments sont des éléments qui peuvent se présenter dans les eaux usées urbaines, sous forme organique ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques.

La connaissance des quantités des nutriments dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur

✓ Le phosphore

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes :

- Organique : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- Minérales : les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

✓ L'Azote

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

- Forme réduite : Azote organique N et Azote ammoniacal NH_4^+
- Forme moléculaire : Azote dissous (20 mg/l à la température ambiante).
- Forme oxydée : Azote nitreux NO_2 et Azote nitrique NO_3

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme ammoniacale.

Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur. [6]

✓ Métaux lourds

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

industrielles. Parmi les métaux lourds, on peut citer : Plomb (Pb), Aluminium (Al), Cadmium (Cd), Cuivre (Cu), Chrome (Cr), Nickel (Ni) et Zinc (Zn).

✓ L'oxygène dissous

La solubilité de l'oxygène dans l'eau se fait en fonction de température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques, d'où son importance dans le phénomène de corrosion.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10 mg/l. Elle dépend de l'origine de l'eau. La détermination de ce paramètre [6]

II.3.3. Les paramètres microbiologiques :

Les eaux usées évacuent la matière fécale et les urines des populations. Elles sont chargées en germes intestinaux habituels de l'homme, germes pathogènes et des parasites ... etc., parmi lesquels on peut citer : Escherichia (E. Coli), Les Streptocoques, les salmonelles, les virus.

Dans 100m d'effluent brute, les concentrations moyennes bactériennes sont : [6]

- 10^8 Coliformes totaux
- $10^6 - 10^8$ Coliformes fécaux
- 10^5 Streptocoques fécaux
- 10^2 Salmonelles [6]

II.4. Caractéristique de la pollution actuelle

La ville de Oued Zenati est une ville à vocation agricole pour cette raison que les sources de pollution sont minimales. Donc on peut estimer que la grande partie de la pollution est d'origine domestique.

Mais cette approche peut vouloir éloigner de la réalité, pour cela on effectuera des campagnes de mesures et de collecte des échantillons pour analyse au laboratoire agréé.

Cette campagne de prélèvement est faite dans le souci de connaître la nature des eaux à traiter pour pouvoir par la suite envisager le traitement approprié.

Les analyses ont été effectuées par le laboratoire suivant : Centre national des technologies et de consulte 'CNTC' de Boumerdes [1]

II.5. Résultats des analyses des eaux usées et interprétation :

Les prélèvements ont été effectués au niveau des différents points de rejets de la ville d'Oued Zenati

Le présent rapport a pour l'objet l'analyse et l'interprétation des principaux paramètres recherchés à partir d'échantillons prélevés au niveau des différents rejets

Les prélèvements d'échantillons ainsi que l'analyse physico-chimiques et les métaux lourds ont été effectuées par le laboratoire suivant :

- Centre National des Technologies et de Consulte (CNTC) de Boumerdes [1]

II.5.1. Prélèvement et échantillonnage

Les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles bien propres et appropriées rincées au moment de l'emploi avec l'eau à examiner, les bouteilles remplies complètement et conservées dans une glacière (utilisation de l'accumulateur de glace). Lors du prélèvement, nous devons veiller à ne pas altérer les échantillons, afin qu'ils soient les plus représentatifs possible, car de

nombreuses transformations chimiques, physiques et biologiques peuvent avoir lieu et risquent de fausser les résultats. Par ailleurs, ces résultats peuvent être faussés par des erreurs expérimentales (pesée, dilution, étalonnage et lecture,...). Aussi, au cours de la journée, des fluctuations sont observées, ceci est dû au mode de vie de la population

Le prélèvement des échantillons et sa conservation conditionnel les résultats des analyses et l'interprétation qui en sera donnée.

L'échantillon prélevé doit être homogène et représentatif de l'effluent, par ailleurs, l'échantillon prélevé doit être conservé dans de bonnes conditions, à défauts ses caractéristiques subiront une transformation entre le moment du relèvement et celui de l'analyse, ce qui fausse les résultats d'analyse. [1]

Les prélèvements ont été effectués en date du 19 /10 /2011 au niveau des différents rejets de Oued Zenati

Les paramètres d'analysés :

Les paramètres analyses sont les suivants :

- PH
- Température
- Conductivité
- Matières en suspension (MES) à 105°C
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- Demande biochimique en oxygène (DBO₅)
- Phosphore (P)
- Ammonium (NH₄)
- N Global -Plomb ,Cuivre ,Fer ,Manganèse [1]

II.5.2.Méthodes d'analyses utilisées :

Le tableau ci-après donne les méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés :

Tableau II.2 : Méthodes d'analyses utilisées.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
PH	PH mètre
Conductivité	Conductimètre
MES	Filtration à 105°C
DCO	Spectrophotométrie
DBO ₅	Manométrie (DBO mètre)
Phosphore total	Colorimétrie
Métaux lourds	Spectrophotométrie d'absorptions atomique

II.6.Normes de rejet :

Le tableau suivant illustre les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration :

Tableau III.3 : les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration. [1]

N°	Paramètres	Unité	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
1	Température	°C	30	30
2	PH	-	6,5 - 8,5	6,5 – 8,5
3	MES	Mg/ l	35	40
4	Azote kjeldahl	''	30	40
5	Phosphore total	''	10	15
6	DCO	''	120	130
7	DBO	''	35	40
8	Aluminium	''	3	5
9	Substances toxiques bioaccumulable	''	0,005	0,01
10	Cyanures	''	0,1	0 ,15
11	Fluor et composés	''	15	20
12	Indice de phénols	''	0,3	0,5
13	Hydrocarbures totaux	''	10	15
14	Huiles et graisses	''	20	30
15	Cadmium	''	0,2	0,25
16	Cuivre total	''	0,5	1
17	Mercure total	''	0,01	0,05
18	Plomb total	''	0,5	0,75
19	Chrome total	''	0,5	0,75
20	Etain total	''	2	2,5
21	Manganèse	''	1	1,5
22	Nickel total	''	0,5	0,75
23	Zinc total	''	3	5
24	Fer	''	3	5

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

Un effluent brut est considéré comme biodégradable lorsqu'un échantillon moyen sur 24 heures, après une décantation de deux heures, présente les caractéristiques suivantes :

- Un rapport DCO/DBO₅ < 2,5
- Une DCO < 750 mgO₂/L
- Une teneur en azote total 100 mg/l [1]

II.7.Résultats analytiques et interprétation :

Résultats analytiques : [1]

Tableau II.4 : Les paramètres physico-chimique Campagne de 19/10/2011.

Paramètres	Rejet saidia		Rejet cité 1 ^{er} Novembre		Rejet cité 10 martyres		Rejet principal		moy
	Echa A1 9h30	Echa A2 13h45	Echa B1 9h45	Echa B2 13h50	Echa C1 10h05	Echa C1 14h10	Echa D1 10h20	Echa D1 14h30	
Température °C	19	19	19	19	19	19	19	19	19
PH	7,52	7,88	7,62	7,67	7,54	7,49	7,38	7,25	7,54
Conductivité µS / cm	4500	4360	4370	4380	3010	2990	3310	2690	3701,25
DCO mg/l	750	629	419	320	300	290	186	150	380,5
DBO ₅ mg/l	440	390	390	170	230	210	100	120	256,25
NH ₄	71,3	67,2	69,1	70,2	26,2	26,2	37,9	23,7	49
MES à 105°C Mg/l	254	206	264	88	194	202	98	652	241,4
N global mg/l	90	80	75	40	45	40	30	25	53,2
Phosphore mg/l	12	10	8,75	6,20	7,3	6,50	4,75	3,0	7,3

II.7.1. Interprétation des résultats :

II.7.1.1. Température :

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration.

La valeur moyenne de la température est de 19°C.

Toutes les valeurs des températures ne dépassent pas 30°C, elles sont donc conformes aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi des meilleurs rendements d'épuration.

II.7.1.2. PH :

Les valeurs de PH mesurés pour les différents rejets sont comprises entre 6,50 et 8,5 avec une moyenne de 7,54. Ces valeurs s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observée pour les eaux usées urbaines ($6,5 < PH < 8,5$).

Ces valeurs se situent dans la bonne gamme d'activité des micro-organismes et favorisent aisément le déroulement d'un traitement biologique, vu que ce PH est voisin de la neutralité.

II.7.1.3. Conductivité :

La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau.

Les valeurs de la conductivité trouvées sont comprises entre 2690 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et 4500 $\mu\text{S}/\text{cm}$, avec une moyenne de 3701,25 $\mu\text{S}/\text{cm}$, ce qui indique une minéralisation excessive de l'eau usée.

II.7.1.4. Demande biochimique en oxygène (DBO_5) :

La demande biochimique en oxygène (DBO_5) est la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes contenus dans l'effluent au bout de cinq jours dans des conditions expérimentales définies (obscurité, température de 20°C).

La valeur de cette mesure permet d'évaluer la quantité d'oxygène que le milieu récepteur devra pouvoir fournir pour assurer la dégradation aérobie de l'effluent qui y sera rejeté.

Les valeurs de la DBO_5 enregistrées sont comprises entre 100 et 440 mg/l, avec une moyenne de 256,25 mg/l, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine normalement chargée en matières organiques biodégradable.

II.7.1.5. Demande chimique en oxygène (DCO) :

Les valeurs de la DCO enregistrées sont comprises entre 150 mg/l et 750 mg/l, avec une moyenne de 380,5 mg/l, ces valeurs font ressortir que la charge organique biodégradable et non biodégradable est important.

Ces valeurs de la DCO sont inférieures à 750 mg/l.

II.7.1.6. Matières en suspension (MES) :

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler « Matières en suspension », des impuretés séparables par filtration ou centrifugation.

Les matières en suspension se composent des matières organiques et des matières minérales.

Les valeurs de MES à 105 °C sont comprises entre 88 mg/l et 652 mg/l avec une moyenne de 241,4 mg/l ces valeurs sont dues au présence des matières minérales a des quantités importantes tel que le sable, l'argiles et particules solides insolubles présentés dans les eaux usées.

Ces valeurs confirment que les rejets sont très chargés en matières en suspensions (organique et minérale).

II.7.1.7. Azote ammoniacal NH_4^+ :

L'azote ammoniacal traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique.

La présence d'ammonium dans les eaux usées a pour origine, la matière organique issue de l'animal ou l'humain, (l'homme élimine 15 à 30 g d'urée par jour).

Les analyses de nos échantillons de ces rejets ont donnés les teneurs en ammonium sont comprises entre 23,7 et 71,3 mg/l avec une moyenne de 49 mg/l. Ceci montre que l'eau de rejet est moyennement chargée en ammonium.

II.7.1.8. Phosphore :

Le phosphore existe sous deux formes principales : le phosphore minéral ou le phosphore organique.

Le phosphore est le principal facteur de l'eutrophisation en eau douce.

L'excès de phosphore dans les cours d'eau conduit à l'eutrophisation (enrichissement des cours d'eau et des plans d'eau en éléments nutritifs qui constituent un engrais pour les plantes aquatiques).

Les valeurs obtenues sont comprises entre 3 et 12 mg/l avec une moyenne de 7,3 mg/l.

Les teneurs en phosphores sont tous inférieures à la norme (15 mg/l).

II.7.1.9. Azote global :

Ce paramètre quantifie la pollution azotée d'un effluent : il est obtenu en faisant la somme de Azote Total Kjeldhal (NTK) et de l'azote oxydé : Azote nitreux (nitrite / N-NO₂) + Azote nitrique (nitrate / N-NO₃)

Les valeurs moyennes de l'azote total obtenus sont comprises entre 25 mg/l et 90 mg/l, avec une moyenne est de 53,2 mg/l, ces valeurs montrent que nous sommes d'une présence d'une eau usée d'origine domestiques.

II.7.1.10. Métaux lourds :

L'analyse chimique de nos échantillons pour ces rejets fait apparaître que la totalité des métaux lourds se trouve sous formes de traces et par conséquent, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des micro-organismes épurateurs.

Tableau II.5 : les paramètres des métaux lourds.

Paramètres	Unité	Rejet saidia01	Rejet cité 01 November	Rejet 10 martyres	Rejet principal
Plomb	mg/l	<0,01	<0,01	<0,1	<0,1
Cuivre	mg/l	0,922	0,053	0,04	0,041
Fer	mg/l	1,54	0,913	1,05	1,68
Manganèse	mg/l	0,052	0,04	<0,04	0,05

II.8. Biodégradabilité et nature de rejet :

Un effluent brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes :

- DCO inférieur ou égal à 750 mg/l
- DCO/DBO₅ inférieur ou égal à 2,5
- Teneur en azote total < 100mg/l

Les valeurs de DBO₅ et de DCO ainsi que le rapport DCO/DBO₅ moyen sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : le rapport de la biodégradabilité DCO/DBO5.

Paramètres	Ech1	Moy							
D.C.O(Mg/l)	750	629	419	320	300	290	186	150	380,5
D.B.O5Mg/l	440	390	390	170	230	210	100	120	256,25
DCO/DBO5	1,7	1,61	1,07	1,88	1,30	1,38	1,86	1,25	1,48

- Les rapports DCO/DBO5 sont tous inférieures au rapport de la biodégradabilité (< 2,5) ce qui correspond d'un rejet exclusivement urbain et donc majoritairement biodégradable,

- La valeur moyenne de l'azote total est de 53,2 mg/l, cette valeur est inférieure a 100 mg/l.

- Les valeurs de la DCO sont inférieures à 750 mg/l.

Donc, Ce qui montre que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en matières organiques biodégradables.

II.8.1.Teneur nécessaire en substances nutritives :

Pour que les micro-organismes aient un métabolisme normal, il est indispensable que certaines substances nutritives minérales soient présentés à coté des substances organiques biodégradables, ce sont essentiellement l'azote et le phosphore.

Il est indispensable de vérifier les proportions N /DBO5 et P /DBO5 :

Si : N/ DBO5 5%

P/DBO5 0,6%

Pas d'apport de phosphore et d'azote.

Si : N/ DBO5 5%

P/DBO5 0,6%

Il nécessaire de prévoir un poste d'apport de phosphore et d'azote.

Les valeurs des rapports moyens N/ DBO5 et P/ DBO5 sont reportées au tableau suivant :

Tableau II.7 : Teneur en substances nutritives.

Parameters	DBO5moy	P moy	N moy	N/DBO5 (%)	P/DBO5 (%)
Valeurs	256,25	7,3	53,2	20,76	2,84

Au vu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les proportions en azote et phosphore sont suffisantes pour l'enclenchement du processus épuratoire, ce qui assure aux bactéries épuratrices pour se développer en dégradant les matières organiques biodégradables.

Les résultats des analyses des centres (Ain Regada, Ras El-Agba et Bordj Sabath) confirment la nature domestique des rejets. (**Annexe : 1, 2, 3 et 4**).

Conclusion :

Les résultats des analyses de la zone étudiée confirment la nature domestique des rejets.

Un système d'épuration biologique convient parfaitement à ce type des rejets, puisque l'analyse a montré qu'il n'existe pas dans l'eau usée des éléments toxiques ou de produits susceptibles d'agresser la vie aquatique diversifiée qui aura à se développer et grâce à laquelle l'eau usée sera épurée dans le bassin biologique.

Chapitre III : Etude Préliminaire

Introduction :

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, l'évaluation des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter (les charges polluantes) est indispensable car il s'agit des facteurs de base de dimensionnement des ouvrages d'une station de traitement des eaux usées.

Le choix du site d'implantation doit se faire à l'aide de différents critères, et la sélection du traitement à adapter doit se faire selon plusieurs contraintes.

III.1. Estimation des besoins en eau futurs :**III.1.1. Besoins en eau des habitants :**

Les besoins domestiques se calculent par:

$$Q_d = \text{Dot} \cdot N \cdot (l/s) \dots [1]$$

Avec :

- Q_d : Débit de besoins domestiques (l/s)
- Dot : Dotation (Pour notre cas $D = 200 \text{ l/j/hab.}$).
- N : Nombre d'habitants ;

Tableau III.1 : Variation des besoins domestiques du centre Oued Zenati.

Horizon	Populations (hab.)	Dotations (l/j/hab.)	Besoin pop (m^3/j)
2011	28441	200	5688,2
2016	30189	200	6037,8
2021	32044	200	6408,8
2026	34013	200	6802,6
2031	36104	200	7220,8
2036	38323	200	7664,6
2041	40678	200	8135,6

Tableau III.2 : Variation des besoins domestiques du centre BORDJ – SABATH pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Dotations (l/j/hab.)	Besoin pop (m^3/j)
2011	4052	200	810,4
2016	4302	200	860,4
2021	4566	200	913,2
2026	4846	200	969,2
2031	5144	200	1028,8
2036	5460	200	1092
2041	5796	200	1159,2

Tableau III.3 : Variation des besoins domestiques du centre AIN REGADA pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Dotations (l / j / hab.)	Besoin pop (m ³ /j)
2011	3844	200	768,8
2016	4080	200	816
2021	4331	200	866,2
2026	4597	200	919,4
2031	4880	200	976
2036	5180	200	1036
2041	5498	200	1099,6

Tableau III.4 : Variation des besoins domestiques du centre RAS – EL AIOUN pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Dotations (l / j / hab.)	Besoin pop (m ³ /j)
2011	1497	200	299,4
2016	1589	200	317,8
2021	1686	200	337,2
2026	1790	200	358
2031	1900	200	380
2036	2017	200	403,4
2041	2141	200	428,2

Tableau III.5 : Variation des besoins domestiques du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Dotations (l / j / hab.)	Besoin pop (m ³ /j)
2011	2208	200	441,6
2016	2343	200	468,6
2021	2487	200	497,4
2026	2640	200	528
2031	2802	200	560,4
2036	2975	200	595
2041	3157	200	631,4

III.1.2. Besoins en eau des équipements :

Les équipements représentent les infrastructures administratives et les établissements scolaires, où il y a une demande (consommation) supplémentaire en eau potable, le débit journalier des équipements est :

$$Q_{eq} = Q_d \times C_{eq} [1]$$

Avec :

- Qeq : Débit des besoins d'équipements (m^3 / j).
- Qd : Débit domestique (besoin population) (m^3 / j).
- Ceq : Coefficient de majoration variant de 10 à 25 % selon le degré d'urbanisation 20%.

Tableau III.6 : Variation des besoins d'équipement du centre OUED ZENATI pour différents horizons.

Horizons	Populations	Coefficient de maj %	Besoin pop (m^3 / j)	Besoin d'équipement (m^3 / j)
2011	28441	20	5688,2	1137,64
2016	30189	20	6037,8	1207,56
2021	32044	20	6408,8	1281,76
2026	34013	20	6802,6	1360,52
2031	36104	20	7220,8	1444,16
2036	38323	20	7664,6	1532,92
2041	40678	20	8135,6	1627,12

Tableau III.7 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre BORDJ - SABATH pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Coefficient de majoration %	Besoin pop (m^3 / j)	Besoin d'équipement (m^3 / j)
2011	4052	20	810,4	162,08
2016	4302	20	860,4	172,08
2021	4566	20	913,2	182,64
2026	4846	20	969,2	193,84
2031	5144	20	1028,8	205,76
2036	5460	20	1092	218,4
2041	5796	20	1159,2	231,4

Tableau III.8 : Variation des besoins d'équipements du centre AIN REGADA pour les différents horizons.

Horizons	Populations	Coefficient de majoration %	Besoin pop (m^3 / j)	Besoin d'équipement (m^3 / j)
2011	3844	20	768,8	153,76
2016	4080	20	816	163,2
2021	4331	20	866,2	173,24
2026	4597	20	919,4	183,88
2031	4880	20	976	195,2
2036	5180	20	1036	207,2
2041	5498	20	1099,6	219,92

**Tableau III.9: Variation des besoins d'équipement du centre
RAS EL AIOUN pour les différents horizons.**

Horizons	Populations	Coefficient de majoration %	Besoin pop (m ³ / j)	Besoin d'équipement (m ³ / j)
2011	1497	20	299,4	59,88
2016	1589	20	317,8	63,56
2021	1686	20	337,2	67,44
2026	1790	20	358	71,6
2031	1900	20	380	76
2036	2017	20	403,4	80,68
2041	2141	20	428,2	85,64

Tableau III.10: Variation des besoins d'équipements du centre RAS – EL AGBA pour les différents Horizons.

Horizons	Populations	Coefficient de majoration %	Besoin pop (m ³ / j)	Besoin d'équipement (m ³ / j)
2011	2208	20	441,6	88,32
2016	2343	20	468,6	93,72
2021	2487	20	497,4	99,48
2026	2640	20	528	105,6
2031	2802	20	560,4	112,08
2036	2975	20	595	119
2041	3157	20	631,4	126,28

III.2.Estimation des charges :

III.2.1.Estimation des charges hydrauliques :

Les débits d'eaux usées à considérer dans une étude de conception d'une STEP sont essentiellement, les débits d'eaux usées domestiques et les débits d'eaux usées des équipements.

III.2.1.1.Calcul des débits des eaux usées domestiques :

Le débit de calcul c'est un débit maximal des eaux usées, son évacuation est assurée par les ouvrages d'épuration pour la période de calcul.

Pour le calcul des ouvrages, on définit les débits moyens et maximaux journaliers, horaires et ceux par seconde.

Les débits de calcul des eaux usées domestiques sans tenir compte des eaux pluviales sont déterminés par les formules suivantes :

$$Q_{\text{moy,j}} = (\text{dot} * N) * Cr (1 / s) [8]$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: débit des eaux usées domestiques (l/s)
- Dot : Dotation (Pour notre cas $D = 200 \text{ l / j / hab.}$).
- N : Nombre d'habitants ;
- Cr : Coefficient de rejet

Selon le tableau III.11 traitant l'évolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon (voir chapitre I) et d'après la formule ... on obtient les débits moyens journaliers rejetés par les habitants des communes pour les différents horizons dans les tableaux suivant :

Tableau III.11 : Variation des besoins domestiques et des rejets du centre OUED ZENATI pour les différents Horizons.

Horizons	Besoin pop (m ³ /j)	Rejet pop (m ³ /j)
2011	5688,2	4550,56
2016	6037,8	4830,24
2021	6408,8	5127,04
2026	6802,6	5442,08
2031	7220,8	5776,64
2036	7664,6	6131,68
2041	8135,6	6508,48

Tableau III.12 : Variation des besoins domestiques et des rejets du centre BORDJ – SABATH pour les différents horizons.

Horizons	Besoin pop (m ³ /j)	Rejet pop (m ³ /j)
2011	810,4	648,32
2016	860,4	688,32
2021	913,2	730,56
2026	969,2	775,36
2031	1028,8	823,04
2036	1092	873,6
2041	1159,2	927,36

Tableau III.13 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre AIN REGADA pour les différents horizons.

Horizons	Besoin pop (m ³ /j)	Rejet pop (m ³ /j)
2011	768,8	615,04
2016	816	652,8
2021	866,2	692,96
2026	919,4	735,52
2031	976	780,8
2036	1036	828,8
2041	1099,6	879,68

Tableau III.14 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre RAS – EL AIOUN pour les différents horizons.

Horizons	Besoin pop (m ³ /j)	Rejet pop (m ³ /j)
2011	299,4	239,52
2016	317,8	254,24
2021	337,2	269,76
2026	358	286,4
2031	380	304
2036	403,4	322,72
2041	428,2	342,56

Tableau III.15 : Variation des besoins et des rejets domestiques du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.

Horizons	Besoin pop (m ³ /j)	Rejet pop (m ³ /j)
2011	441,6	353,28
2016	468,6	374,88
2021	497,4	397,92
2026	528	422,4
2031	560,4	448,32
2036	595	476
2041	631,4	505,12

III.2.1.2. Calcul des débits des eaux usées des équipements

Le calcul des débits des eaux usées des équipements se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejets pris égale à 80% selon la direction des ressources en eau (DRE) de Guelma; on peut déterminer le débit des eaux usées des équipements suivant la relation :

$$Q_{r.eq} = Q_{eq} * Cr \quad [1]$$

- $Q_{r.eq}$: débits des eaux usées des équipements
- Q_{eq} : Besoin d'équipements
- Cr : coefficient de rejet (0.80)

Tableau III.16 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre OUED ZENATI pour les différents horizons.

Horizons	Coefficient de rejet %	Besoin d'équipement (m ³ / j)	Rejet des équipements (m ³ / j)
2011	80	1137,64	910,112
2016	80	1207,56	966,048
2021	80	1281,76	1025,408
2026	80	1360,52	1088,416
2031	80	1444,16	1155,328
2036	80	1532,92	1226,336
2041	80	1627,12	1301,696

Tableau III.17 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre BORDJ - SABATH pour les différents horizons.

Horizons	Coefficient de rejet %	Besoin d'équipement (m ³ / j)	Rejet des équipements (m ³ / j)
2011	80	162,08	129,664
2016	80	172,08	137,664
2021	80	182,64	146,112
2026	80	193,84	155,072
2031	80	205,76	164,608
2036	80	218,4	174,72
2041	80	231,4	185,12

Tableau III.18 : Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre AIN REGADA pour les différents horizons.

Horizons	Coefficient de rejet %	Besoin d'équipement (m ³ / j)	Rejet des équipements (m ³ / j)
2011	80	153,76	123,008
2016	80	163,2	130,56
2021	80	173,24	138,592
2026	80	183,88	147,104
2031	80	195,2	156,16
2036	80	207,2	165,76
2041	80	219,92	175,936

Tableau III.19: Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre RAS EL AIOUN pour les différents horizons.

Horizons	Coefficient de rejet %	Besoin d'équipement (m ³ / j)	Rejet des équipements (m ³ / j)
2011	80	59,88	47,904
2016	80	63,56	50,848
2021	80	67,44	53,952
2026	80	71,6	57,28
2031	80	76	60,8
2036	80	80,68	64,544
2041	80	85,64	68,512

Tableau III.20: Variation des besoins et des rejets d'équipements du centre RAS – EL AGBA pour les différents horizons.

Horizons	Coefficient de rejet %	Besoin d'équipement (m ³ / j)	Rejet des équipements (m ³ / j)
2011	80	88,32	70,656
2016	80	93,72	74,976
2021	80	99,48	79,584
2026	80	105,6	84,48
2031	80	112,08	89,664
2036	80	119	95,2
2041	80	126,28	101,024

III.2.1.3. Calcul du débit des eaux usées total

Le débit total à l'horizon de calcul est la somme du débit moyen journalier rejeté par les habitants et les débits journaliers issus des différents équipements.

Tableaux III.21: Rejet total en eaux usées de la région d'étude.

Horizons	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Rejet domestiques (m ³ / j)	6406,72	6800,48	7218,24	7661,76	8132,8	8632,8	9163,2
Rejet des équipements (m ³ /j)	1281,34	1360,10	1443,65	1532,35	1626,56	1726,56	1832,29
Débit moyen journalier total des rejets (m ³ /j)	7688,06	8160,58	8661,89	9194,11	9759,36	10359,36	10995,49

III.2.2.1.Calcul du débit de pointe :

On distingue les débits suivant :

➤ **Débit de pointe par temps sec. [9]**

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy.j}$$

Avec : K_p : coefficient de pointe.

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier des eaux usées.

Le coefficient de pointe est estimé à partir du débit moyen.

$$\text{Avec : } \begin{cases} k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} & \text{si } Q_{moy.j} > 2,80 \text{ l/s} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy.j} < 2,80 \text{ l/s} \end{cases}$$

➤ **Débit de pointe en temps de pluie.[9]**

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

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) * Q_{pts}$$

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie ($3 * Q_{pts}$).

Les résultats de calcul des débits moyens et de pointes des eaux usées sont illustrés dans le tableau ci après.

Tableau III. 22 : les débits de pointes en temps sec et au temps de pluie pour les différents horizons.

Horizon	$Q_{moy.j}$ (l/s)	K_p	Q_{pts} (m^3/j)	Q_{pts} (l/s)	Q_{ptp} (l/s)	Q_{ptp} (m^3/j)
2016	94,45	1,76	14362	166	498	43027
2031	112,95	1,74	16980	197	591	51062
2041	127,26	1,72	18912	219	657	56765

III.2.2.1Capacité de la future STEP :**A. équivalent habitant :**

La capacité de la future station d'épuration de la ville d'Oued Zenati sera de 9759.36 m^3/j pour la première phase et de 10995.49 m^3/j pour la deuxième phase.

La population équivalente est estimée à partir de la formule suivante :[8]

$$EqH = \frac{Qr}{(Dot*80\%)}$$

Avec :

Qr : débit des eaux usées global

Dot : dotation pour les deux horizons (200 l/hab/jour)

La dotation moyenne en eau potable est de 200 l/ha/j,

Tableau III. 23 : le nombre d'équivalent habitants pour les différents horizons.

Horizons	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Dotation (l/hab/j)	200	200	200	200	200	200	200
Débit moyen journalier total des rejets (m³/j)	7688,06	8160,58	8661,89	9194,11	9759,36	10359,36	10995,49
Equivalent Habitant EH	48050	51004	54137	57463	60996	64746	68722

- Première phase (2031) : 60996 EqH.
- Deuxième phase (2041) : 68722 EqH .

B. Débit moyen horaire (Q_{moy,h}) :

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée mesuré à l'amont de la station d'épuration. Il est donné par relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} [1]$$

Tableau III. 24 : les débits moyens horaires pour les différents horizons.

Horizons	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Débit moyen journalier total des rejets (m³/j)	7688,06	8160,58	8661,89	9194,11	9759,36	10359,36	10995,49
Débit moyen horaire total des rejets (m³/h)	320,33	340	361	383	406,64	431,64	458

C.DEBIT DIURNE :

$$Q_{P16} = \frac{Q_{\text{mov},j}}{16} \quad (\text{m}^3 / \text{h})$$

Avec :

- Q_{P16} : débit diurne (m^3/h).
- $Q_{\text{mov},j}$: débit moyen journalier (m^3/j).
- 16 heures
- $Q_{P16} = \frac{9759,36}{16} = 609,96 \text{ m}^3/\text{h}$ pour l'horizon 2031.
- $Q_{P16} = \frac{10995,49}{16} = 687,22 \text{ m}^3/\text{h}$ pour l'horizon 2041.

III.3.Evaluation des charges polluantes :**III.3.1.La charge moyenne journalière en DBO₅ :**

A défaut d'analyses d'échantillons représentatifs sur les rejets d'eaux usées brutes, la charge polluante apportée par jour et par habitant est estimée à 54 g/hab/j. [1]

Donc la charge polluante en DBO₅ admise à la station, sera :

$54 \cdot 10^{-3}$ (Kg /hab/j) x Nombre d'équivalents habitants

x (kg DBO₅/j) = $54 \cdot 10^{-3} * \text{EqH}$

x = $54 \cdot 10^{-3} * 60996 = 3293 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$ pour l'horizon 2031

x = $54 \cdot 10^{-3} * 68722 = 3711 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$ pour l'horizon 2041

✓ Concentration de la DBO₅ en mg/l : [1]

$$[\text{DBO}_5] = \frac{3293 \cdot 10^6}{9759 \cdot 10^3} = 337,5 \text{ mg/l pour l'horizon 2031}$$

$$[\text{DBO}_5] = \frac{3711 \cdot 10^6}{10995 \cdot 10^3} = 337,5 \text{ mg/l pour l'horizon 2041}$$

III.3.2.La charge moyenne journalière en MES : [1]

La teneur en matières en suspension par habitant et par jour pour un réseau séparatif est de 70 g/hab/j.

M.E.S N $70 \cdot 10^{-3} * 60996 = 4270 \text{ kg de M.E.S /j}$ pour l'horizon 2031.

M.E.S N $70 \cdot 10^{-3} * 68722 = 4811 \text{ kg de M.E.S /j}$ pour l'horizon 2041.

✓ Concentration des M.E.S en mg/l :

$$[\text{M.E.S}] = \frac{4270 \cdot 10^6}{9759 \cdot 10^3} = 437,5 \text{ mg/l pour l'horizon 2031.}$$

$$[\text{M.E.S}] = \frac{4811 \cdot 10^6}{10995 \cdot 10^3} = 437,5 \text{ mg/l pour l'horizon 2041.}$$

Tableau III.25 : les différentes charges polluantes pour les deux horizons.

paramètres	Unités	Horizon 2031	(Extension) 2041
Débit moyen journalier	m ³ /j	9759,36	10995,49
Concentrations moyenne des eaux brutes	Mg DBO5/l	337,5	337,5
	Mg MES / l	437,5	437,5
Charge journalière en DBO5	Kg DBO5/j	3293,78	3711
Charge journalière en MES	Kg MES/j	4270	4811

III.4. Identification du site d'implantation de la future STEP :

Disposer d'un maximum de données sur le site réservé à la construction de la future station d'épuration, à savoir :

- La topographie
- La surface disponible (définie en m²/EqH)
- Situation géographique
- La nature du sol
- L'hydrologie

Il convient de vérifier chaque critère par rapport au terrain choisi pour sélectionner les procédés à adopter. A noter que d'autres contraintes peuvent également contraindre à un changement de site :

- Zone inondable ou zone à risque
- Zone protégée
- Périmètre de protection de captage,...

Ces points hors clé, seront à vérifier systématiquement. [10]

III.4.1. Choix du site d'implantation :

La future station d'épuration des eaux usées de OUED ZENATI sera implantée au niveau du site choisi d'après l'étude, elle sera située au Nord-Ouest de la ville de OUED ZENATI .sur la route C.W menant vers la commune de BORDJ – SABATH.

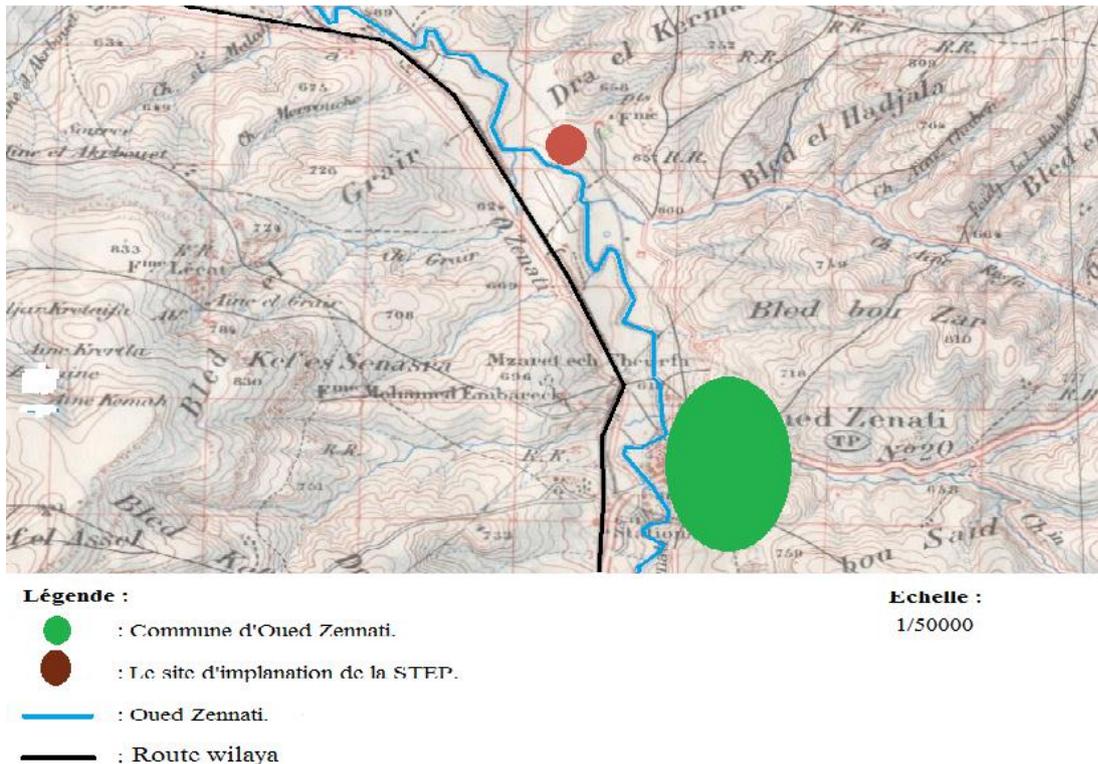


Figure III.1 : La zone d'implantation de la station d'épuration de ville d'Oued Zenati proposé.

Le site choisi en se basant sur le PDAU est dans une zone qui est extérieure aux limites des extensions futures.

La station d'épuration est une zone entourée par des exploitations agricoles, ce qui facilite l'acheminement des eaux épurées.

L'accès vers le site choisi est facilité par la présence d'une piste qui mène directement vers le site, facilitant l'accès et les travaux de la réalisation de la future station d'épuration des eaux usées.

Le site choisi est un endroit éloigné des habitations, de cette façon, les désagréments dus aux odeurs résultant des procédés d'épuration sont écartés.

La future station d'épuration des eaux usées sera implantée dans une zone où convergeront tous les rejets principaux de la ville d'Oued Zenati, c'est-à-dire que la station est à proximité de l'oued, donc il n'y aura pas de difficultés d'acheminement.

III.4.2. Conditions Géologiques Et Hydrogéologiques Du Site :

La zone d'implantation de la station d'épuration d'Oued Zenati fait partie du Tell méridional, son site est situé à 3.5Km au Nord de la ville d'Oued Zenati sur la rive droite de l'Oued portant le même nom de la ville.

Du point de vue géomorphologique, l'espace réservé pour la dite station d'épuration présente des pentes très faibles (02 à 3%), limité dans sa partie Est par l'abrupt de Draa El Kerma, lequel est parcouru par 03 petits ravins qui débouchent dans Oued Zenati.

Selon les observations faites sur le terrain, les terrains de fondation de la station d'épuration présentent un terrain de couverture constitué de dépôts meubles : colluvions (argiles brunâtres) dans la partie amont, alluvions (graviers, cailloux et limons) en se

rapprochant du lit d'oued. Ces dépôts de couverture surmontent un terrain de fond de faible à très faible perméabilité constitué de marnes grises (voir coupe géologique schématique). [1]

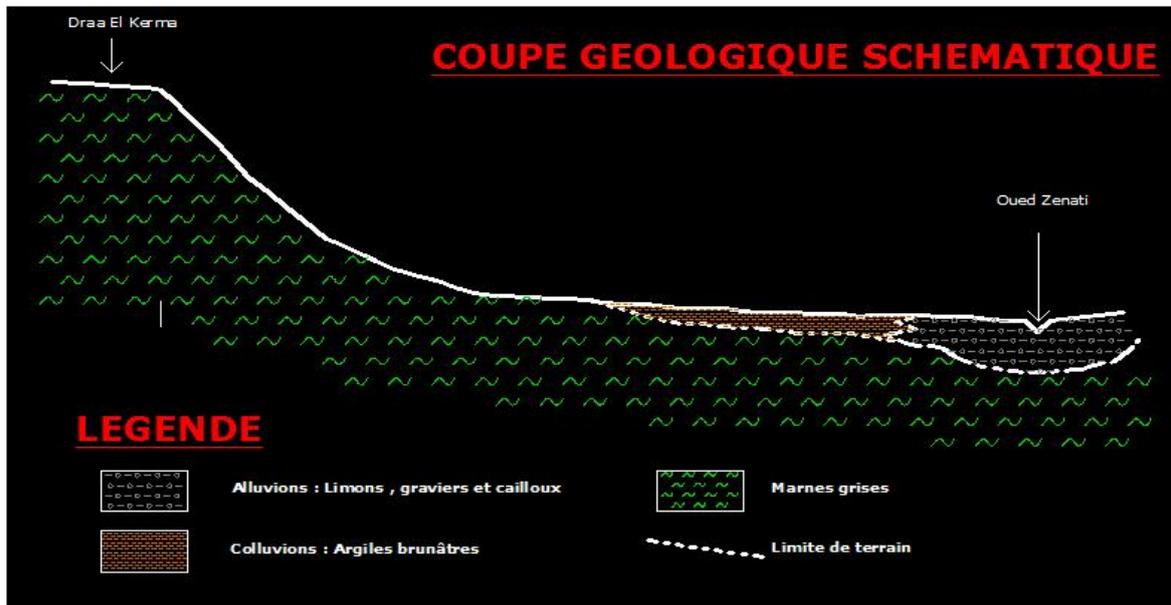


Figure III.2 : coupe géologique schématique. [1]

Du point de vue hydrogéologique, la zone de la station d'épuration présente une nappe alluviale d'extension limitée sur la rive droite de l'oued, vu la présence des marnes à faible profondeur couvertes par des argiles traduisant un gradient très faible.

Concernant la portance des sols des ouvrages projetés, les terrains du site de la station d'épuration se prêtent favorablement à la projection d'une station d'épuration.

III.5.Critères techniques de la variante d'épuration :

Les critères qui conditionnent le choix d'un procédé d'épuration à retenir :

- Le rendement d'élimination des principaux polluants;
- La fiabilité du système d'épuration, proprement dit.

III.5.1.Rendement d'épuration :

Parmi les méthodes examinées dans cette phase d'étude, certaines seront écartées pour les raisons suivantes :

- ✓ le traitement par lits bactériens, car :
 - il n'a pas de pratique courante en Algérie, donc risque de mauvaise exploitation;
 - présente beaucoup d'inconvénients (odeurs, colmatage,...).
- ✓ le traitement par voie physico-chimique, car :
 - inadapté pour traiter les eaux usées à prédominance urbaine;
 - coût d'exploitation, très élevés.

Pour les autres modes de traitement, un classement est élaboré selon la méthode suivante :

- un rendement de 100%, correspond à une élimination totale des M.E.S, de la D.B.O₅ et de la D.C.O.
- un rendement inférieur, correspondrait à une moyenne d'élimination (haute et basse), des principaux polluants. Cette détermination se fait, comme suit :

Pour le traitement biologique à faible charge, il a été établi les rendements suivants :

- M.E.S : 88 à 97 %
- D.B.O : 93 à 97 %
- D.C.O : 85 à 92 %

Ainsi, il sera déterminé le rendement d'élimination équivalent à :

$$R = [(88 + 97)/2 + (93 + 97)/2 + (85 + 92)/2] = 92 \%$$

Par application de la même relation, nous obtenons les rendements suivants, pour les autres modes de traitement :

- Traitement biologique à Moyenne charge : 90 %
- Traitement biologique à forte charge : 74,5 %
- Traitement par lagunage naturel : 80 %
- Traitement par lagunage aéré : 77 %

III.5.2.Fiabilité :

Le critère fiabilité d'un système d'épuration est la conséquence d'une analyse statistique effectuée sur des systèmes utilisant le même type de traitement; ainsi il en a résulté le classement suivant:

- 1- Traitement par lagunage naturel.
- 2- Traitement par lagunage aéré.
- 3- Traitement biologique à faible charge.
- 4- Traitement biologique à moyenne charge.
- 5- Traitement biologique à forte charge.

III.5.3.Choix de la variante d'épuration :

Comparaison technico- économique de chaque système d'épuration :

L'étude technico –économique comparative de ces procédés nous a permis de faire ressortir la variante retenue de chaque système d'épuration.

En se basant sur les critères techniques et économiques pour le choix d'une variante d'épuration, nous pouvons conclure ce qui suit:

- a) **le système de lagunage (naturel et aéré)** vu l'importante de la surface qu'il exige, (Cette technique ne peut être envisagée pour épurer les eaux usées de la ville d'Oued Zenati)

- b) **le procédé à lit bactérien** est plus ou moins économique que celui à boues activées. Seulement, pour des raisons techniques comme la sensibilité aux variations climatiques du lit bactérien (odeurs, colmatage,...), ce type de traitement est à éviter.
- c) **le procédé par boues activées**, il présente:
- une performance épuratoire très élevée.
 - une bonne fiabilité du procédé.

Compte tenu du rejet inférieur à 30 mg/l, le rendement serait de l'ordre de 90 %. En fonction de ce rendement, il est possible d'envisager deux variantes :

- boues activées à moyenne et forte charge
- boues activées à aération prolongée

Moyenne et forte charge :

Le procédé à moyenne et forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grande importance.

Les caractéristiques du procédé sont :

- Le bassin d'aération précédé d'un décanteur primaire obligatoire;
- le coût global est plus élevé par rapport à la faible charge;
- Réduction sensible des volumes de l'aération et de décantation secondaire;
- Une production de grandes quantités de boues très fermentescibles, d'où nécessité d'utiliser un stabilisateur des boues;
- le taux d'épuration dans le cas de moyenne charge est de 90% et de 80 % dans le cas de forte charge.

Aération prolongée :

Le procédé est consacré au traitement des effluents à caractère domestique dominant des petites et moyennes collectivités.

Ce procédé est caractérisé par :

Exploitation simplifiée de l'installation résistant bien aux violents -à coups de pollution grâce à l'importance des volumes d'aération mis en jeu;

- performances épuratoires très élevées avec nitrification des composés azotés;
- obtention des boues stabilisées non fermentescibles produites en quantité minimale;
- l'installation ne nécessite pas une décantation primaire.

La réception des boues obtenues sur lits de séchage sans nécessité de transfert de ces boues vers un traitement complémentaire.

III.5.4.Paramètres de fonctionnement du processus :

Les performances de la station d'épuration en matière d'élimination de la pollution contenue dans l'eau sont étroitement liées aux paramètres de fonctionnement du processus dont les principaux sont: charge massique, charge volumique, âge des boues, le temps de séjour, la concentration de la boue dans le bassin d'aération. Le tableau suivant présente les différents procédés biologiques en fonction de la charge massique : [8]

Tableau III.26: classement des procédés par boues activées. [11]

Appellation	Charge massique(C_m) Kg DBO ₅ /kg MVS.j	Charge volumique (C_v) Kg DBO ₅ /m ³ .j	Age des boues (A) En jour.	N Rendement d'élimination de la DBO ₅ des EUU
Faible charge	$C_m < 0,15$ $C_m < 0,07$ (aération prolongée)	$C_v < 0,40$	10 à 30	$N > 90$ % Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 < C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$N = 80$ à 90 % Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$1,2 > C_m > 0,4$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$N < 80$ %

Le résultat de l'étude comparative montre que :

- a) Le système de lagunage (naturel et aéré), vu l'importance de la surface qu'il exige, ces deux procédés d'épuration sont à exclure.
- b) Le système des boues activées fonctionnant à moyenne et forte charge: ces procédés sont à éliminer par le fait que leurs coûts sont élevés.
- c) Nous optons pour le système d'épuration par boues activées à faible charge.

Notre choix est justifié par le fait que le procédé d'épuration proprement dit présente plusieurs aspects à savoir :

- un bon rendement d'élimination de la DBO₅ de l'ordre $> 90\%$
- facilité d'exploitation et bonne fiabilité.
- coût global de la STEP moins élevé par rapport à la moyenne et forte charge
- ne nécessite pas une grande surface par rapport au lagunage naturel et lagunage aéré
- Nous pouvons schématiser la filière d'épuration des eaux usées de la ville d'Oued Zenati, comme suit :

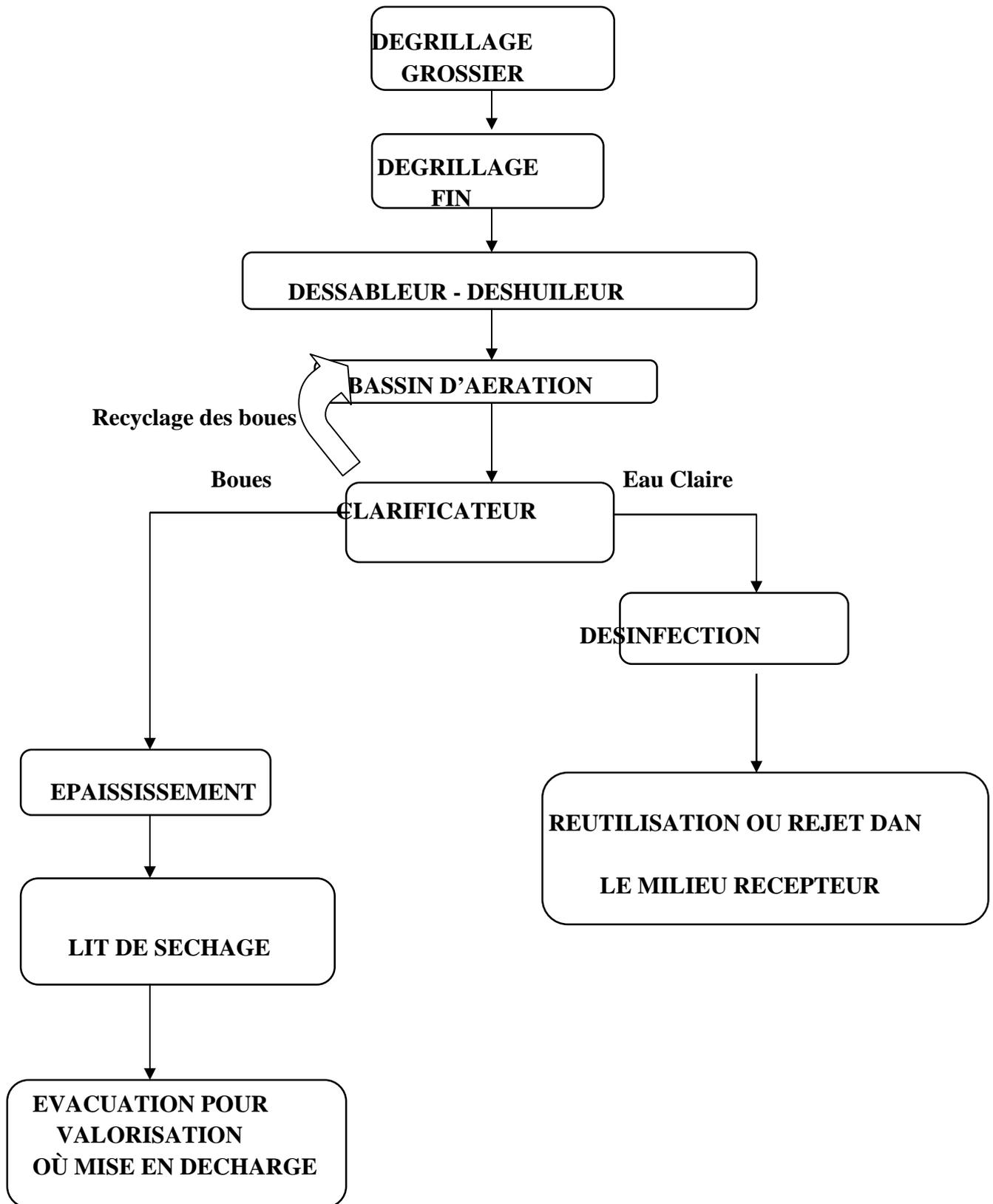


Figure III.3 : schéma du procédé de traitement retenu.

III.6. Dimensionnement du collecteur d'amenée vers la future STEP :

Le transport des eaux usées provenant des différents usages vers la future STEP est assuré par des ouvrages spéciaux appelés collecteurs d'amenées. Ce derniers, sont constitués de conduites et de regards.

Dans notre cas, le collecteur d'amenée est constitué de deux collecteurs principaux.

Collecteur n° 1:

Il achemine les eaux usées provenant des rejets de l'agglomération d'Oued Zenati vers l'entrée du déversoir d'orage à travers le premier tronçon, ensuite vers la station de refoulement par le deuxième tronçon. Ce collecteur est favorisé par l'état de relief qui offre un écoulement gravitaire) (**voir annexe**)

- **1^{er} tronçon** : RE 72 vers l'entrée du déversoir d'orage .
 - Cote de départ : 604.23 m (RE 72)
 - Cote d'arrivée : 579.33 m (l'entrée du déversoir d'orage)
 - Longueur de tronçon : 1884.52 m

- **2^{ème} tronçon** : la sortie du déversoir d'orage vers l'entrée de la station de relevage.
 - Cote de départ : 579.33 m.
 - Cote d'arrivé : 597.20 m (l'entrée du déversoir d'orage).
 - Longueur de tronçon : 34.98 m.

Collecteur n°2 :

Une station de relevage est prévue afin de refouler les eaux usées provenant du collecteur 1 vers la future STEP ; vu que le relief ne permette pas un acheminement gravitaire.

Le collecteur comprend deux parties : (annexe 5)

- **Partie refoulement : (collecteur n°2-1)**
 - Cote départ : 597.20 m
 - Cote d'arrivée : 602.99 m
 - Longueur de tronçon : 82.19 m

- **Partie gravitaire : (collecteur n°2-2)**
 - Cote départ : 602.99 m
 - Cote d'arrivée : 598.50 m
 - Longueur de tronçon : 268.65m

III.6.1. Calcul hydraulique :

Le tableau ci-après représente la répartition du débit de pointe en temps sec et de pluie, acheminé vers la STEP par les collecteurs d'amenées :

Tableau III.27 : répartition des débits.

Agglomération	Q _{eu dom} (m ³ /j)	Q _{eu éq} (m ³ /j)	Q _{eu tot} (m ³ /j)	Q _{eu p} (m ³ /j)
Oued Zenati	6508,48	1301,696	13745.90	41237.7

Avec :

- Q_{eu dom} : débit de pointe en temps sec des eaux usées domestiques (m³/j).

- Qeu ind : débit de pointe en temps sec des eaux usées des équipements (m³/j).
- Qeup : débit de pointe en temps de pluie des eaux usées.
- Qeu tot : débit de pointe total en temps sec des eaux usées (m³/j).

III.6.1.2.Détermination du diamètre du collecteur :

III.6.2.1.Partie gravitaire :

III.6.2.1.1. Diamètre du collecteur N°1 :

Après avoir calculé les débits des rejets de la commune d'Oued Zenati vers le collecteur principal, on calculera le diamètre de ce dernier en tenant compte des formules suivantes :

➤ **L'équation de BERNOULI :**

L'équation est donnée par la formule suivante : [13]

$$\frac{P_1}{W} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta h_{1-2}$$

Avec :

- $\frac{P_1}{W}$ et $\frac{P_2}{W}$: énergies de pression dans les sections (1) et (2)
- $\frac{v_1^2}{2g}$ et $\frac{v_2^2}{2g}$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).
- Δh_{1-2} : pertes de charges des le tronçon (1-2)

On suppose que :

- $\frac{P_1}{W} = \frac{P_2}{W} = 0$ (vitesse faible).
- $\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} = 0$ (pression manométriques).

Donc on aura :

- $Z_1 = Z_2 + \Delta h_{1-2}$
- $\Delta Z = Z_1 - Z_2$
- Z_1 : la cote du projet du rejet d'Oued Zenati
- Z_2 : la cote de l'entrée de la station de refoulement
- ΔZ : la différence entre les deux cotes

$$\Delta Z = \Delta h_{1-2}$$

➤ **L'équation de WILIAMS HAZEN :**

L'équation de WILIAMS HAZEN est donnée par la formule suivante :

$$\Delta h_{(L)} = 10.654 * \left[\frac{Q_{ptp}}{C_{HW}} \right]^{1.8518} * \frac{L}{D_{cal}^{4.87}} \dots\dots\dots[14]$$

- C_{HW} : constante liée au type de conduite =150 (conduite de type PVC).
- Q_{ptp} : débit d'écoulement des rejets de la ville d'Oued Zenati par temps de pluie m³/s.
- D_{cal} : diamètre de la conduite en m.
- L : longueur de la conduite en m.

Les pertes de charge sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta h_{(T)} = \Delta h_{(L)} + \Delta h_{(s)}$$

Avec :

- $\Delta h_{(T)}$: la perte charge total.
- $\Delta h_{(L)}$: la perte charge linéaire.
- $\Delta h_{(s)}$: la perte charge singulière.

Supposons : $\Delta h_{(s)} = 10\% \Delta h_{(L)}$ Donc on aura : $\Delta h_{(T)} = 1.1 * \Delta h_{(L)}$

➤ **1^{er} tronçon :**

D'après la combinaison des formules 1 et 2 on aura :

$$\Delta h_{(T)} = \Delta Z$$

$$\Delta h_{(T)} = 1.1 * 10.654 * \left[\frac{Q}{C_{HW}} \right]^{1.8518} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

$$6.9 = 1.1 * 10.654 * \left[\frac{0.447}{150} \right]^{1.8518} * \frac{1884.52}{D^{4.87}}$$

$$D = \sqrt[4.87]{1.1 * 10.654 * \left[\frac{0.447}{150} \right]^{1.8518} * \frac{1884.52}{6.9}} = 0.588\text{m} = 588 \text{ mm}$$

$$D_{\text{cal}} = 588 \text{ mm}$$

Le diamètre commercial de la conduite PVC choisi est de **600 mm** avec une épaisseur.

✓ **Condition d'Autocurage :**

Cette vitesse permet la vérification des conditions d'enterrement des matières en suspension dans les eaux usées, et éviter ainsi la formation des dépôts pouvant engendrer à la longue, un colmatage des conduites.

$$0.7 \text{ m/s} \leq v \leq 3 \text{ m/s. [11]}$$

C'est le même principe de calcul pour le dimensionnement du 2eme tronçon du 1^{er} collecteur et du 2eme tronçon du deuxième collecteur

Tableau III.28 : diamètres des collecteurs dans la partie gravitaire.

Collecteur	Débit arrivée (m ³ /s)	L (m)	C _{HW}	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	D _{cal} (mm)	V (m/s)	D _n (mm)
Collecteur n°1 (tronçon n°1)	0.477	1884.52	150	604.23	597.33	588.9	2.09	600
Collecteur n°2 (tronçon n°2)	0.159	236.37	150	602.99	598.50	276	1.86	315

III.6.2.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage:

Afin d'atteindre l'objectif du réseau unitaire projeté et optimiser le cout du projet, la projection des déversoirs d'orage dans un réseau unitaire devient indispensable. Cela, pour réduire le diamètre et créer, ou maintenir un équilibre vis-à-vis de la charge du débit transité.

[12]

A cet effet, nous avons opté pour une projection des déversoirs à seuil latéral classique de dimensions standards. On notera à ce propos, que la longueur de crête déversante d'un déversoir latéral, calculée selon la formule 'ENGELS', est 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal ; cette longueur de crête est calculée par la même expression.

Données de base :

Cote d'entrée : 597.33

- Q_{total} : débit total des eaux unitaires (m³/s)

Pour calculer la longueur du déversoir, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante : [12]

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_{dev}}{\mu * \sqrt{2gH_{dev}}}$$

Avec

- Q_{dev} : débit déversé vers un milieu récepteur (m³/s) exprimé par :

$$Q_{dev} = Q_{ptp} - Q_{pts}$$

- Q_{ptp} : débit a temps pluie (m³/s) (débit d'entrée)
- Q_{pts} : débit a temps sec (m³/s) (débit de sortie)
- μ : coefficient expérimental = 0,40
- L : longueur de seuil du déversoir (m)
- g : la pesanteur = 9,81m/s²
- H_{dev} : hauteur de la lame déversant (m) est exprimée par $H_{dev} = H_e - H_s$ avec :
- H_e : hauteur de remplissage du collecteur entrant au DVO
- H_s : hauteur de remplissage du collecteur sortant du DVO vers la STEP

Donc en aura :

- La hauteur de la lame déversant $H_{dev} = 200$ mm
- La longueur du déversoir : on trouve $L = 0.48$ m, mais pour assurer un bon entretien, On majore cette valeur à $L=2.50$ m.

On utilise aussi l'abaques de dimensionnement des canalisations des eaux usées :

(Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage) (**annexe 6**)

On résume les calculs du dimensionnement du déversoir d'orage dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.29 : les résultats du dimensionnement du Déversoir d'orage.

Désignat ion	Entrée				Sortie				Qde v (m ³ / s)	Hde v (m)	L (m)
	Qptp (m ³ /s)	I (%)	De (mm)	He (m)	Qpts (m ³ /s)	I (%)	Ds (mm)	Hs (m)			
DVO	0.477	0.37	600	0.49	0.159	0.37	400	0.29	0.318	0.2	0.47

➤ 2eme Tronçon :

Pour dimensionner le deuxième tronçon du collecteur N°1, on utilise la même méthode de calcul du 1^{er} tronçon du 1^{er} collecteur – partie gravitaire – (annexe 6)

Le tableau III.30 : Calcul du dimensionnement du 2eme tronçon du collecteur n°1.

Collecteur	Débit arrivée (m ³ /s)	L (m)	C _{HW}	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	D _{cal} (mm)	V (m/s)	D _n (mm)
Collecteur n°1 (tronçon n°2)	0.159	34.98	150	597.33	597.20	0.386	1.43	400

III.6.2.1.2. Dimensionnement de la station de relevage :

Les stations de refoulement sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier les traces devenue économiquement inacceptable en réseau gravitaire, avec les données aval.

Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :

$$Hmt = Hg + \sum j$$

Hg : hauteur géométrique

$\sum j$: La somme des pertes de charge.

Calcul des pertes de charge totale :

Les pertes de charge sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta h_{(T)} = \Delta h_{(L)} + \Delta h_{(S)}$$

Avec :

- $\Delta h_{(T)}$: la perte charge total.
- $\Delta h_{(L)}$: la perte charge linéaire.
- $\Delta h_{(S)}$: la perte charge singulière.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : calcul des pertes de charge.

Débit (m ³ /s)	D(mm)	L(m)	Hg(m)	H _l (m)	H _s (m)	H _T
0.159	398	82.19	5.79	0.25	0.025	0.27

$$H_c = H_g + aQ^2$$

H_g : hauteur géométrique

a : constante exprimant les pertes de charge

Q : débit en (m^3/s)

Avec :

$$a = (\sum j / Q^2)$$

$H_g = \text{Harrivé} - \text{Départ}$

$H_g = 5.79 \text{ m}$

Donc :

$$H_c = 3.81 + 757.898 * Q^2$$

Tableau III.32 : Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

$Q \text{ m}^3/s$	0.05	0.1	0.15	0.20	0.03
H_c	5.81	5.89	6.03	6.21	6.45

III.6.2.1.3. Choix du type de pompe :

La somme des pertes de charge $\sum j = 0.27 \text{ m}$

La hauteur manométrique totale (H_{mt})

$$H_{mt} = H_g + \sum j = 5.79 + 0.27$$

$H_{mt} = 6.06 \text{ m}$

Le choix du type de pompe est basé sur ces deux caractéristiques, pour répondre à ces derniers. On optera pour une installation d'une pompe et une autre pompe de sécurité. les caractéristiques suivantes :

- ✓ $H_{mt} = 6.06$
- ✓ $Q = 159 \text{ l/s}$
- ✓ Nombre de tours : 960 tr/min
- ✓ $Re : 72.2$
- ✓ La puissance absorbée : $P_a = 13 \text{ kw}$

III.6.2.1.4. Dimensionnement de la bache de reprise :

- ✓ **Principe de calcul :**

Le dimensionnement de la bache dépend de la fréquence des démarrages que peuvent Assumer les pompes.

L'arrivée des eaux usées s'effectuant à débit variable alors que le débit de la pompe centrifuge est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.

On opte pour une bache d'une surface rectangulaire (L, l) et hauteur H .

Avec : $L = 2l$.

- L : longueur (m).
- l : largeur (m).

$$V_u = Q_{ptp} / 4 \times f$$

- V_u : Volume de la bache
- f : nombre de démarrage d'enclenchement par heure ($f = 6$).
- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie. = 3 * Débit de pointe en temps sec (m^3/h).
- H : hauteur d'eau est de 2 m.

- $S : \text{surface} = Vu / H.$

Les résultats du dimensionnement de la bêche sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.33 : caractéristique de la bêche de réception.

Q _{ptp} (m ³ /h)	V _u (m ³)	S (m ²)	(m)	L (m)
1630.8	67.95	33.98	8.24	4.12

III.6.2.2.Partie refoulement :

III.6.2.2.1- La station de refoulement :

A- Calcul du diamètre de refoulement : [15]

Pour le calcul du diamètre de la conduite de refoulement, on utilise la formule de BONIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}$$

Q : débit de refoulement (m³/s)

D_{éco} : Diamètre normalisé de la conduite (m)

Les résultats de calcul est données dans le tableau suivant :

Tableau III.34 : résultat du diamètre de calcul de refoulement.

Collecteur	Débit arrivée (m ³ /s)	L(m)	D _{cal} (m)	V (m/s)	D _n (m)
Collecteur n°2-1	0.159	82.19	0.398	1.90	400

Conclusion

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

On prévoit un traitement par la technique dite des boues activées à faible charge, parce que ce dernier est compatible avec les trois contraintes (milieu récepteur, charge à traiter et le site) au niveau de la ville d'Oued Zenati. Son site est situé à 3.5Km au Nord de la ville d'Oued Zenati, sur la rive droite de l'Oued portant le même nom de la ville.

La mise en place d'un collecteur d'amenée est indispensable, afin de pouvoir assurer le transfert des effluents jusqu'à l'amont de la future STEP via un système de conduites, de regards, de déversoirs d'orage et une station de refoulement.

Chapitre IV : Dimensionnement De La Station D'épuration

Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO5, MES...).

Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la future station d'épuration.

Calcul de base pour le dimensionnement

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2031 et 2041.

IV.1.Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :

Pour dimensionner des ouvrages de la future STEP d'Oued Zenati, on utilise le débit de pointe qui est égale au débit de pointe en temps sec, car le réseau de drainage des eaux pluviales est presque inexistant, les richesses de la commune en matière de cours d'eau (que ce soit permanent ou temporaire) ainsi que la nature géographique de la commune on fait que les eaux pluviales se déversent dans les cours d'eaux d'une manière naturel.

Tableau IV.1 : donnée de base pour le dimensionnement

Horizon d'étude		2031	2041
Les charges hydrauliques			
Débit moyen journalier Qmoy.j	m ³ /j	9759,36	10995,49
Débit de pointe en temps sec Qpts	m ³ /j	16980	18912
Les charges polluantes			
Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO ₅ /l	337,5	
	mg MES/l	437,5	
Charge journalière en DBO ₅	Kg DBO ₅ /j	3293,78	3711
Charge journalière en MES	Kg MES/j	4270	4811

IV.1.1.Prétraitement :

IV.1.1.1.Dégrillage :

a) Calcul de dégrilleurs :[9]

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER. La largeur de la grille est donnée par l'expression:

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

L : Largeur de la grille (m)

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

h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). h_{max} = (0,15 ÷ 1,5)

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tel que :

- d : épaisseur des barreaux (cm)
- e : espacement des barreaux (cm)

Tableau IV.2: espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

σ : Coefficient de colmatage de grille.

- La grille manuelle : $\sigma = 0,25$
- La grille mécanique : $\sigma = 0,5$

S : Surface de passage de l'effluent tel que :

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

Q_{pts} : Débit de pointe (débit de la station) (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 éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charges tops importantes.

Horizon 2031:

b. Cas d'un dégrillage grossier

On prend :

- $\alpha : 60^\circ$
- $h_{max} = 0,9 \text{ m}$
- $d = 2 \text{ cm}$
- $e = 8\text{cm}$
- $\beta = 0,2$
- $\sigma = 0,5$
- $Q_{pts} = 0,196 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0,8 \text{ m/s}$

Alors :

$$L = \frac{0,196 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * (1 - 0,2) * 0,5} = 0,59\text{m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L=0,59m}$$

b.1) Cas d'un dégrillage fin

On prend :

- $d = 1 \text{ cm}$
- $e = 1\text{cm}$
- $\beta = 0,5$
- $\sigma = 0,5$

Alors :

$$L = \frac{0,196 * \sin 60}{0,8 * 0,9 * (1 - 0,5) * 0,5} = 0,96m \qquad L=0,96m$$

b.2) Calcul des pertes de charge : [9]

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

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

Avec :

H : La perte de charge

δ : Le coefficient de forme des barreaux

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

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

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

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

Les valeurs de δ dépendent de la forme des barreaux ; tableau (V.3) :

Tableau IV.3 : les valeurs de δ

Type de 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 $\delta = 1,79$, donc :

c.1) Cas d'un dégrilleur grossier

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

c.2) Cas d'un dégrilleur fin

$$H = 1,79 * \left(\frac{1}{1}\right)^4 * \frac{0,8^2}{2 * 9,81} * \sin 60 = 0,0556 m \qquad H = 0,0556 m$$

d) Evaluation des refus des grilles [16]

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

$$\frac{12}{e} - v - \frac{15}{e} \dots\dots\dots(V.5)$$

e : espacement entre les barreaux en cm

d.1) Grille grossier:

$$v_{max}=15/8=1,875 \text{ l/Eh/an} \qquad v_{min}=12/8=1,5 \text{ l/Eh/an}$$

d.2) Grille fine :

$$v_{max}=15/1=15 \text{ l/Eh/an} \qquad v_{min}=12/1=12 \text{ l/Eh/an}$$

Horizon 2041 (extension) :

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2031 et 2041 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau IV.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2031.

Horizon 2031 avec Qpts = 0.196		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	0,59 m	0,94 m
- Hauteur	0,9 m	0,9m
- L'espacement des barreaux e	8 cm	1 cm
- Epaisseur des barreaux d	2 cm	1cm
- Perte de charge	H=0,0079 m	H=0,0556 m
- Volume max	1,875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1,5 l/Eh/an	12 l/Eh/an

Tableau IV.5: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2041.

Horizon 2041 avec Qpts = 0,219 m³/s		
Paramètres	Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
- La largeur	0,66 m	0,105 m
- Hauteur	0,9 m	0,9 m
- L'espacement des barreaux e	8 cm	1 cm
- Epaisseur des barreaux d	2 cm	1cm
- Perte de charge	H=0,0079 m	H=0,0556 m
- Volume max	1,875 l/Eh/an	15 l/Eh/an
- Volume min	1,5 l/Eh/an	12 l/Eh/an

IV.1.1.2 Dessablage-déshuilage :

a) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur :

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée [17] :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

Avec

Ve : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est 0,2 < Ve < 0,5 m²/s)

Vs : la vitesse de sédimentation (vitesse est 40 < Vs < 70 m³/m²/h)

L= sa longueur (m)

H= sa profondeur (m)

L/H= (10÷15)

Le temps de séjour compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe

H= (1÷2.5) m

Horizon 2031 :

➤ **Calcul de volume du dessableur :**

On prend :

$Q_{pts} = 0,196 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_e = 0,3 \text{ m/s}$

$V_s = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} = 0,014 \text{ m/s}$

$H = 2 \text{ m}$

$T_s = 10 \text{ minute}$

$V = Q_{pts} * T_s = 0.196 * 10 * 60 = 117,6 \text{ m}^3$

V=117,6 m³

➤ **La surface horizontale:**

On a: $H=2$

La surface Sh sera : $Sh = V/H = 117,6 / 2 = 58,8 \text{ m}^2$

Sh=58,8 m²

➤ **La longueur :**

$L/H=10$

$L = 10 * 2 = 20\text{m}$

L =20m

➤ **La largeur :**

On opte pour un bassin de forme rectangulaire de surface : $Sh= L * l$

$l = Sh/L = 58,8/20 = 2,94\text{m}$

l = 2,94m

➤ **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

$q_{air} = Q_{pts} * V \dots\dots\dots(V.7)$

- V : volume d'air à injecter (m³), on prend $V = 1,5 \text{ m}^3$
- Q_{pts} : débit de la station

Donc: $q_{air} = 0,196 * 1,5 = 0,294 \text{ m}^3/\text{s} = 1058,4 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}$ **qair=1058,4 m³ d'air /h**

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

$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{2} \leq \frac{0,3}{0,014}$

10 21,43 \Rightarrow La condition de dimensionnement est bien vérifiée.

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

D'après le rapport $\frac{MES}{DBO_5}$ obtenu, le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) évalué à l'aide de ce tableau ci-dessous.

Tableau IV.6: pourcentage de MVS [18]

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

$MES/DBO_5 = 4270/3293.78 = 1,3$

Alors :

$$\text{MES} = 67,29\% \text{ MVS} + 32,71\text{MM}$$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est :

$$\text{MES} = 4270 \text{ kg/j}$$

- Les MVS contenus dans les MES sont :

$$\text{MVS} = 4270 * 0,6729 = 2873,28 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2873,28 \text{ kg/j}$$

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

$$\text{MM} = 4270 * 0,3271 = 562 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 1396,72 \text{ kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$\text{MM}_e = 1396,72 * 0,7 = 977,7 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM}_e = 977,7 \text{ kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$\text{MM}_s = \text{MM}_t - \text{MM}_e$$

$$\text{MM}_s = 1396,72 - 977,7 = 419,02 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM}_s = 419,02 \text{ kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur

$$\text{MES} = \text{MVS} + \text{MM}_s$$

$$\text{MES}_s = 2873,28 + 419,02 = 3292,3 \text{ kg/j}$$

$$\text{MES}_s = 3292,3 \text{ kg/j}$$

Horizon 2041 (extension) :

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

$$\text{Qpts} = \text{Qtps}(2045) - \text{Qtps}(2030)$$

Donc : $\text{Qpts} = 0,219 - 0,196 = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\text{Qpts} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps sec).

- ✓ MES à l'entrée = $4811 - 4270 = 541 \text{ kg/j}$.
- ✓ DBO à l'entrée = $3711 - 3293,78 = 417,22 \text{ kg/j}$

On opte aussi la même forme de dessableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

Ts: 10minutes

L/ H = (10÷15). On prend L / H=10.

H = (1 ÷ 2.5) m. On prend H=2m

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

Tableau IV.7: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Désignation	unité	Horizon	
		2031	2041(extensio n)
Surface horizontale (Sh)	m ²	58,8	6.9
Volume (V)	m ³	117,6	13.8
Hauteur	m	2	2
Largeur	m	2,94	0.345
Longueur	m	20	20
Nombre d'ouvrage	-	1	1
Temps de séjour Ts	min	10	10
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	1058,4	124.2
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	1396.72	176.96
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	977.70	123.87
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	419.02	53.09
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	2873.28	364.04
Matières en suspension restantes	Kg/j	3292.3	417.13

IV.1.2.Traitement primaire (décanteur primaire)

Le traitement primaire consiste à réaliser une décantation de l'eau usée pour rabattre la quantité de matières en suspension ainsi que la DBO et DCO.

Les eaux traversent le bassin à faible vitesse, de façon à ce que les matières en suspension puissent sédimenter. Le profil du fond de ce bassin permet le rassemblement et la reprise de la suspension obtenue et les boues déposées sont récupérées par raclage permanent et pompage.

Le processus de décantation réside dans l'utilisation des forces de gravité pour séparer une particule de densité supérieure à celle du liquide jusqu'à une surface ou une zone de stockage.

Les matières décantées appelées " boues primaires" et constituées essentiellement de matières minérales en suspension de dimension inférieure à 200 microns sont récupérées au fond du bassin. Elles seront ensuite envoyées vers le traitement des boues.

IV.1.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire :

On opte pour un décanteur d'une forme circulaire, les principes de calcul du décanteur sont :

La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par : [16]

$$V_{lim} = \frac{Q_{pts}}{s}$$

Avec :

- Q_{pts} : débit de la station
- S : surface total

Le temps de séjours (Ts) 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 Qpts/Qmoyh

Horizon 2031 :

Tableau IV.8: les valeurs de la vitesse limite en fonction de k

K= Qpts/Qmoyh	2,5	3	5	8	10
$\frac{Q_{pts}/Q_{moyh}}{V_{lim}(cm/h)}$	2	2,5	3,75	5	6

K= Qpts/Qmoyh

On a :

Qmoyh : débit moyenne horaire = 406,64 m³/h

Qpts : débit de pointe à temps sec = 705.6 m³/h

D'où :

K = 705,6 / 406,64 = 1,74 donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim} = 2 m/h$

➤ **La surface horizontale du décanteur :**

$$Sh = Qpts / V_{lim} = 705,6 / 2 = 352,8 \text{ m}^2$$

$$Sh = 352,8 \text{ m}^2$$

➤ **Volume du décanteur**

V = Qpts * Ts ; on prend Ts = 2 h

$$V = 705,6 * 2 = 1411,2 \text{ m}^3$$

$$V = 1411,2 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur de décanteur**

$$H = V / Sh = 1411,2 / 352,8 = 4 \text{ m}$$

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

Note

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75 m ; dont la hauteur totale est **H= 4,75m.**

➤ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4*1411,2}{3,14*4}} = 21,20 \text{ m}$$

$$D = 21,20 \text{ m}$$

➤ **Détermination du temps de séjours**

✓ Pour le débit moyen horaire

$$Ts = V / Q_{moyh} = 1411,2 / 406,64 = 3,47 \text{ h}$$

✓ Pour le débit par temps sec

$$Ts = V / Q_{pts} = 1411,2 / 705,6 = 2 \text{ h}$$

IV.1.2.2. Calcul de la quantité des boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [16]

$DBO_5 = 3293.78 \text{ kg/j}$

$MES = 4270 \text{ kg/j}$

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc

$DBO_{5e} = 3293.78 * 0,3 = 988,13 \text{ kg/j}$

$DBO_{5e} = 988,13 \text{ kg/j}$

$MES_e = 4270 * 0,6 = 2562 \text{ kg/j}$

$MES_e = 2562 \text{ kg/j}$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 3293.78 - 988,13 = 2305.65 \text{ kg/j}$

$DBO_{5s} = 2305.65 \text{ kg/j}$

$MES_s = MES - MES_e = 4270 - 2562 = 1708 \text{ kg/j}$

$MES_s = 1708 \text{ kg/j}$

Horizon 2041 (extension) :

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$Q_{pts} = Q_{tps}(2041) - Q_{tps}(2031) = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$DBO_5 = DBO_5(2041) - DBO_5(2031) = 3711 - 3293,78 = 417,22 \text{ Kg/j}$

$MES = MES(2041) - MES(2031) = 4811 - 4270 = 541 \text{ Kg/j}$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau ci-après :

Tableau IV.9: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation		Unité	2031	2041(extension)
Débit de la station		m ³ /s	0,196	0,023
Surface horizontale		m ²	352,8	41,4
Volume		m ³	1411,2	165,6
Nombre de décanteur		-	1	1
Hauteur+revanche		M	4,75	4,75
Diamètre		M	21,20	7,26
Temps de séjour	Débit moyen horaire	H	3,47	3,22
	le débit par temps sec		2	2
MES entrées		Kg/j	4270	541
DBO ₅ entrée		Kg/j	3293,78	417,22
MES éliminer		Kg/j	2562	324,6
DBO ₅ éliminer		Kg/j	988,13	125,17
MES sorties		Kg/j	1708	216,4
DBO ₅ sorties		Kg/j	2305.65	292,05

IV.1.3 Le traitement secondaire:**IV.1.3.1 Dimensionnement du bassin d'aération :**

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à faible charge. Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Les paramètres caractérisant le traitement par boues activées à faible charge sont les suivants :

➤ **La charge massique (Cm) [18]**

$$C_m < 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$$

$$C_m < 0,07 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j (aération prolongée)}$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm:

-On prend une charge massique : $C_m = 0,1 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

➤ **La charge volumique (Cv) [18]**

$$C_v < 0,4 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante:

$$C_v = 0,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

Cv permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Horizon 2031 :

➤ **Le volume du bassin :**

$$V_a = L_0/C_v$$

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j) $C_v = 0,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$

✓ L_0 : charge polluante (kg DBO₅/j). On a : $L_0 = 3293,78 \text{ kg/j}$

Donc : $V = L_0/C_v = 3293,78/0,35 = 9410,8 \text{ m}^3$ **V=9410,8m³**

➤ **La hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$. On prend **h=80cm**

➤ **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V/H = 9410,8/4 = 2352,7 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_h = 2352,7 \text{ m}^2}$$

Nous adopterons trois (03) bassins d'aération longitudinaux de surface unitaire $784,23 \text{ m}^2$.

➤ **Calcul des dimensions du bassin (rectangle)**

$$L = 2b$$

$$L = \sqrt{2 * S_h} = \sqrt{2 * 784,23} = 39,60 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 39,60 \text{ m}}$$

$$b = 19,8 \text{ m}$$

$$\mathbf{b = 19,80 \text{ m}}$$

➤ **La masse de boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{3293,78}{0,1} = 32937,8 \text{ kg}$$

$$\mathbf{X_a = 32937,8 \text{ kg}}$$

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

$$[Xa] = Xa / V = 32937,8/9410,8 = 3,5 \text{kg/m}^3 \qquad [Xa]=3.5 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

➤ **Calcul du temps de séjour**

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{9410,8}{406,64} = 23 \text{ h} \qquad T_s = 23 \text{ h}$$

➤ **Concentration de l'effluent en DBO5**

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy.j}} = 3293,78 / 9759,36 = 337,5 \text{mg/l} \qquad S_o=337,5 \text{mg/l}$$

➤ **Qualité de l'effluent de sortie :**

La charge polluante exprimée en DBO₅ à la sortie du décanteur secondaire a une concentration Sf conforme aux normes de rejets fixées à 25 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy.j}} = 0,025 \cdot 9759,36 = 243,98 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \qquad L_f=243,98 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

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

$$L_e = L_o - L_f = 3293,78 - 243,98 = 3049,8 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \qquad L_e=3049,8 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

➤ **Le rendement de l'épuration sera de :**

$$R\% = (L_o - L_f) / L_o$$

$$R\% = 3293,78 - 243,98 / 3293,78 = 0,93$$

R = 93%

IV.1.3.2 Besoins théoriques en oxygène :

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule :

$$Q_{O_2} = a L_e + b' X_t \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- Q_{O_2} : Besoin en oxygène (Kg /j).
- a' : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO₅ donné en Kg O₂ / Kg MVS
- b' : Coefficient d'endogenèse (Kg O₂ /Kg MVS)
- L_e : Quantité de DBO₅ éliminée par jour
- X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération par jour ; $X_t = X_b \cdot V_{ba}$
- X_b : fraction des matières en suspension dans le bassin d'aération 3,5 g/l

Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' sont données dans le tableau suivant:

Tableau V.10: Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' [19]

paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0,52	0,57	0,60	0,64
b' (KgO ₂ /kgDBO ₅ j)	0,11	0,08	0,07	0,07

Dans notre étude, les valeurs des paramètres a' et b' sont les valeurs de moyenne charge.

- **La quantité d'oxygène journalière**

$$Q_{O_2} = 0,64 * 3049,8 + 0,07 * 9410,8 * 3,5 = 4257,52 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$Q_{O_2} = 4257,52 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène horaire**

$$Q_{O_2/24} = 4257,52 / 24 = 177,40 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$Q_{O_2/24} = 177,40 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$Q_{O_2/m^3} = Q_{O_2} / v = 4257,52 / 9410,8 = 0,45 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

$$Q_{O_2/m^3} = 0,45 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe**

$$Q_{O_2pte} = (a' \cdot L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h.

$$Q_{O_2pte} = (0,64 * 3049,8 / 16) + (0,07 * 32937,8 / 24) = 218,06 \text{ Kg O}_2/\text{h.}$$

$$Q_{O_2pte} = 218,06 \text{ Kg O}_2/\text{h.}$$

➤ **Besoin réel en pointe en oxygène**

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs.

$$Q_{o2réel} = \frac{q_{o2}}{\alpha * \beta} \dots \dots \dots (V.14)$$

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

$$\alpha = \frac{cs(\text{eau usée})}{cs(\text{eau épure})} = 0,8 \dots \dots \dots$$

β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend : $\beta = 0,9$

$$Q_{o2réel} = 218,06 / 0,8 * 0,9 = 302,86 \text{ kg } o_2/h \qquad \qquad \qquad Q_{o2réel} = 302,86 \text{ kg } o_2/h$$

$$\text{En moyenne : } Q_{o2réel j} = \frac{4257,52}{0,8 * 0,9} = 5913,22 \text{ kg } o_2/j \qquad \qquad \qquad Q_{o2réel j} = 5913,22 \text{ kg } o_2/j$$

IV.1.3.3 Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

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

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂/kwh

$$E_n = \frac{Q_{o2}}{E_a} \dots \dots \dots (V.16)$$

En : puissance de l'aérateur nécessaire

Q_{o2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance

On prend : E_a = 1,5 kg O₂/kwh

$$\text{Donc : } E_n = \frac{302,86}{2 * 1,5} = 201,91 \text{ kw} \qquad \qquad \qquad E_n = 201,91 \text{ kw}$$

b- Puissance de brassage :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * P_a$$

P_a : puissance spécifique absorbé

La puissance spécifique absorbé P_a pour les aérateurs de surface est P_a = 80 w/m²

Sh : la surface horizontale du bassin

$$\text{Donc : } E_b = 2352,7 * 80 = 188,22 \text{ kw} \qquad \qquad \qquad E_b = 188,22 \text{ kw}$$

c- Calcul de nombre d'aérateur dans le bassin :

$$Na=En/Eb=201,91/188,22=1,07$$

On prend deux aérateurs (Na= 2)

Na =2

V.1.3.4 Bilan de boues

a- Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$X = a_m \cdot L_e - b \cdot X_t + f \cdot X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}}$$

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

Tableau IV.11 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b [19]

paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a_m	0,5	0,53	0,55	0,60
B	0,06	0,055	0,05	0,07

On prend :

- $a_m = 0,60$
- $b = 0,07$

Avec :

- a_m : Coefficient de rendement cellulaire (kg MVS / kg DBO₅) (admis en aération prolongée)
- L_e : DBO₅ éliminé = 3049,8 kg DBO₅ / j
- b : Coefficient de respiration endogène
- X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération = $X_a \cdot V_{ba}$
- f : Facteur de la quantité organique non biodégradable = 0,08
- X_d : Fraction organique non biodégradable = 0,3 * 0,7 MES
- X_{\min} : Fraction minérale dans les MES = 0,3 MES
- X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent = 30 mg/l x Qj
- **MES** : charge en kg/j : 3113,53 kg/j

En aération prolongée la quantité $a_m \cdot L_e - b \cdot X_t$ peut être approché à 25% $a_m \cdot L_e$

D'où :

$$X = 0,25 a_m \cdot L_e + f \cdot X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}}$$

$$0,25 \cdot a_m \cdot L_e = 0,25 * 0,60 * 3049,8 = 457,47 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

$$f \cdot X_d = 0,08 * 0,3 * 0,7 * 4270 = 71,74 \text{ kg/j}$$

$$X_{\min} = 0,3 * 4270 = 1281 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 * 10^{-3} * Q_m = 0,03 \times 9759,36 = 292,78 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$X = 1517,43 \text{ kg/j}$$

b- Concentration des boues en excès :

$$Xm = \frac{1200}{Im}$$

Avec :

- ✓ Xm : concentration des boues en excès
- ✓ Im : indice de Mohlman. Il indique la bonne décantabilité des boues.

Im mesure la décantabilité de la boue. C'est le volume occupé par un gramme de boue après 1/2 heure de décantation. Il est donné par :

$$Im = V/\rho$$

Généralement, les boues sont bien décantable pour $80 < Im < 150$

- Si $Im \sim 80$; la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables
- Si $Im \sim 150$: la décantation est très lente

On prend :

$$Im = 130 \text{ ml/g}$$

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

c- Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par : $Q_{bexc} = \frac{\Delta X}{Xm}$

$$Q_{bexc} = \frac{1517,43}{9,23} = 164,40 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Q_{bexc} = 164,40 \text{ m}^3/\text{j}$$

d- Le débit spécifique par m³ de bassin :

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

V : Volume de bassin

$$Donc : q_{sp} = \frac{1517,43}{9410,8} = 0,16 \text{ Kg/m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad q_{sp} = 0,16 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

e- Les boues recyclées :

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

e-1 Le taux de recyclage :

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

- R : taux de recyclage(%)
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3,5Kg/m³

$$R = \frac{100 \cdot 3,5}{\frac{1200}{130} - 3,5} = 61,07 \qquad \qquad \qquad \mathbf{R = 61,07\%}$$

e-2 Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0.6107 \cdot 9759,39 = 5960,41 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q_r = 5960,41 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration.

e-3 Age des boues :

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

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

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{32937,8}{1517,43} = 21,71 \text{ jours} \qquad \qquad \qquad \mathbf{A_b = 22 \text{ jours}}$$

IV.1.4.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

Quelle que soit la filière de traitement retenue, la finalité du traitement des eaux consiste à séparer les boues de l'eau. En effet, à la sortie des bassins biologiques, l'eau épurée est

mélangée à la biomasse formée. La séparation de ces éléments est réalisée dans un clarificateur où la biomasse, de densité plus élevée, va se déposer. [17]

Les boues dans le clarificateur sont recyclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation). Les eaux épurées sont renvoyées vers le milieu naturel. [17]

IV.1.4.1 Dimensionnement de clarificateur :

Données de base :

- Le temps de séjour : $T_s = 2h$
- Le débit de pointe en temps sec (débit de la station) : $Q_{pts} = 705,6 \text{ m}^3/h$

➤ **Le volume du clarificateur :**

$$V = Q_{pts} * T_s = 705,6 * 2 = 1411,2 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 1411,2 \text{ m}^3}$$

➤ **La hauteur de clarificateur :**

La hauteur du décanteur est $H = (3 \div 5) \text{ m}$. on prend $H = 4 \text{ m}$ avec une revanche de $0,75 \text{ m}$

Donc : $H = 4,75 \text{ m}$. **H = 4,75 m**

➤ **La surface horizontale :**

$$Sh = V/H ; Sh = 1411,2/4 = 352,8 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{Sh = 352,8 \text{ m}^2}$$

➤ **Diamètre de clarificateur :**

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*1411,2}{3,14*4}} = 21,20 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{D = 21,20 \text{ m}}$$

➤ Le temps de séjour

- ✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V/Q_{moyh} = 1411,2/406,64 = \mathbf{3,47h}$$

- ✓ Pour le débit par temps sec

$$T_s = V/Q_{pts} = 1411,2/705,6 = \mathbf{2 \text{ h}}$$

Horizon 2041:

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{pts} = Q_{pts}(2041) - Q_{pts}(2031)$$

Donc : $Q_{pts} = 0,219 - 0,196 = \mathbf{0,023 \text{ m}^3/s}$

Avec :

- Q_{pts} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

- $DBO_5 = DBO_5(2041) - DBO_5(2031) = 2597,7 - 2305,65 = 292,05 \text{ Kg/j}$

- $MES = MES(2041) - MES(2031) = 1924,4 - 1708 = 216,4 \text{ Kg/j}$

Les résultats de dimensionnement de clarificateur et décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2041.

Désignation	Unité	2031	2041(extension)
Donnée de base			
Debit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m ³ /j	9759,36	1236,13
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m ³ /h	406,64	51,36
Débit de pointe en temps sec Q_{pts}	m ³ /h	705,6	82,2
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	3293,78	417,22
Concentration de l'effluent en DBO ₅ S_o	mg/l	337,5	337,5
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	243,98	30,90
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	3049,8	386,32
Le rendement de l'épuration ϵ_p	%	93	93
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m ³	9410,8	1192,06
Nombre	-	3	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m ²	784,23	292
Longueur du bassin L	m	39,60	24,41
Largeur du bassin b	m	19,80	12,21
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	32937,8	4172,2
Concentration de boues dans le bassin [X _a]	Kg / m ³	3,5	3,5
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	23	23
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	4257,52	539,30
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	KgO ₂ /h	177,40	22,47
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2/m^3}	KgO ₂ /m ³ j	0,45	0,45
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	218,06	27,62
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
- Besoin réel de pointe en oxygène			
- puissance de l'aération nécessaire	KgO ₂ /h	5913,22	6,91
- puissance de brassage	Kw	201,91	2,30
- nombre d'aérateurs dans le bassin	Kw	188,22	2,08
	-	2	2

Suite au **Tableau IV.12** : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2041.

Désignation	Unité	2031	2041(extension)
Bilan de boues			
la quantité des boues en excès x	Kg/j	1517,43	48,15
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,23	9,23
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	164,40	5,22
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,16	0,46
Le taux de boues recyclées R	%	61,07	76,47
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	5960,4	738
Age des boues A_b	j	22	8,64
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	-	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	352,8	41,4
Diamètre	m	21,20	7,26
Volume	m ³	1411,2	165,6
Hauteur	m	4	4
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	3,47	3,22
- débit de pointe par temps sec	h	2	2

IV.1.5 Traitement tertiaire (désinfection) :

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

Les traitements tertiaires possibles sont nombreux et peuvent, dans certains cas, constituer une chaîne plus ou moins complexe; tout dépend de l'usage qu'on fera de l'eau traitée.

Dans le cas des rejets en rivière, ils se limitent à la désinfection l'élimination de l'azote et du phosphore. En revanche, quand il s'agit de recycler l'eau, alors les opérations sont plus nombreuses et plus complexes tels que le traitement physico-chimiques (coagulation-floculation et précipitation chimique). [20]

IV.1.6.1. Dose du chlore à injecter :

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

Les doses habituellement adoptées se situent entre 5 et 10 g/m³ de chlore.

On utilise une dose de 10 g/m³ pendant un temps de contact de 30 min. [17]

Horizon 2031 :

➤ **La dose journalière du chlore D_j :**

La quantité de chlore à ajouter après l'épuration par boue activée à aération prolongée varie de 5 à 10 mg/l qui permet de laisser une teneur résiduelle de 0,1 mg/l.

$$D_j = Q_{moy}.j*0,01 = 9759,36*0,01 = 97,59\text{kg/j}$$

$$D_j = 97,59 \text{ kg/j}$$

Dimensionnement du bassin de désinfection :

$Q_{pts} = 705,6 \text{ m}^3/\text{h}$ (débit de pointe en temps sec)

$T_s = 30 \text{ mn}$

➤ **Le volume du bassin**

$V = Q_{pts} * T_s = 705,6 * 30 / 60 = 352,8 \text{ m}^3$

$V = 352,8 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur du bassin**

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

$H = 3\text{m}$

➤ **La surface horizontale**

$S_h = V / H = 352,8 / 3 = 117,6 \text{ m}^2$

$S_h = 117,6 \text{ m}^2$

➤ **La largeur et la longueur**

On prend : $L = 2b$

$L = \sqrt{2 S_h} = \sqrt{2 * 117,6} = 15,34 \text{ m}$

$L = 15,34 \text{ m}$

Alors : $b = 7,67 \text{ m}$

$b = 7,67 \text{ m}$

Horizon 2041

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

$Q_{pts} = Q_{pts}(2041) - Q_{pts}(2031)$

Donc : $Q_{pts} = 0,219 - 0,196 = \mathbf{0,023 \text{ m}^3/\text{s}}$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultats de calcul du bassin de désinfection pour l'horizon 2041

Désignation	Unité	2031	2041(extension)
Caractéristiques du bassin de désinfection			
Forme	rectangulaire	rectangulaire	rectangulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Volume	m ³	352,8	41,4
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	117,6	13,8
Longueur	m	15,34	5,25
largeur	m	7,67	2,63
dose journalière du chlore Dj	kg/j	97,59	12,36

IV.2 Traitement des boues :

L'élimination des boues d'épuration représente aujourd'hui un véritable défi pour toutes les collectivités, qu'elles soient petites ou grandes.

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 mètres cubes de

boues par jour (la densité des boues est très légèrement supérieure à celle de l'eau). 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 50 g de matières sèches (MS) par EH et par jour (g MS/EH/j).[18]

IV.2.1. techniques de traitements des boues de stations d'épuration :

Les différentes techniques de traitement des boues sont regroupées dans la figure ci-après (figure V.1). [17]

OM ordures ménagères

CET centre d'enfouissement technique

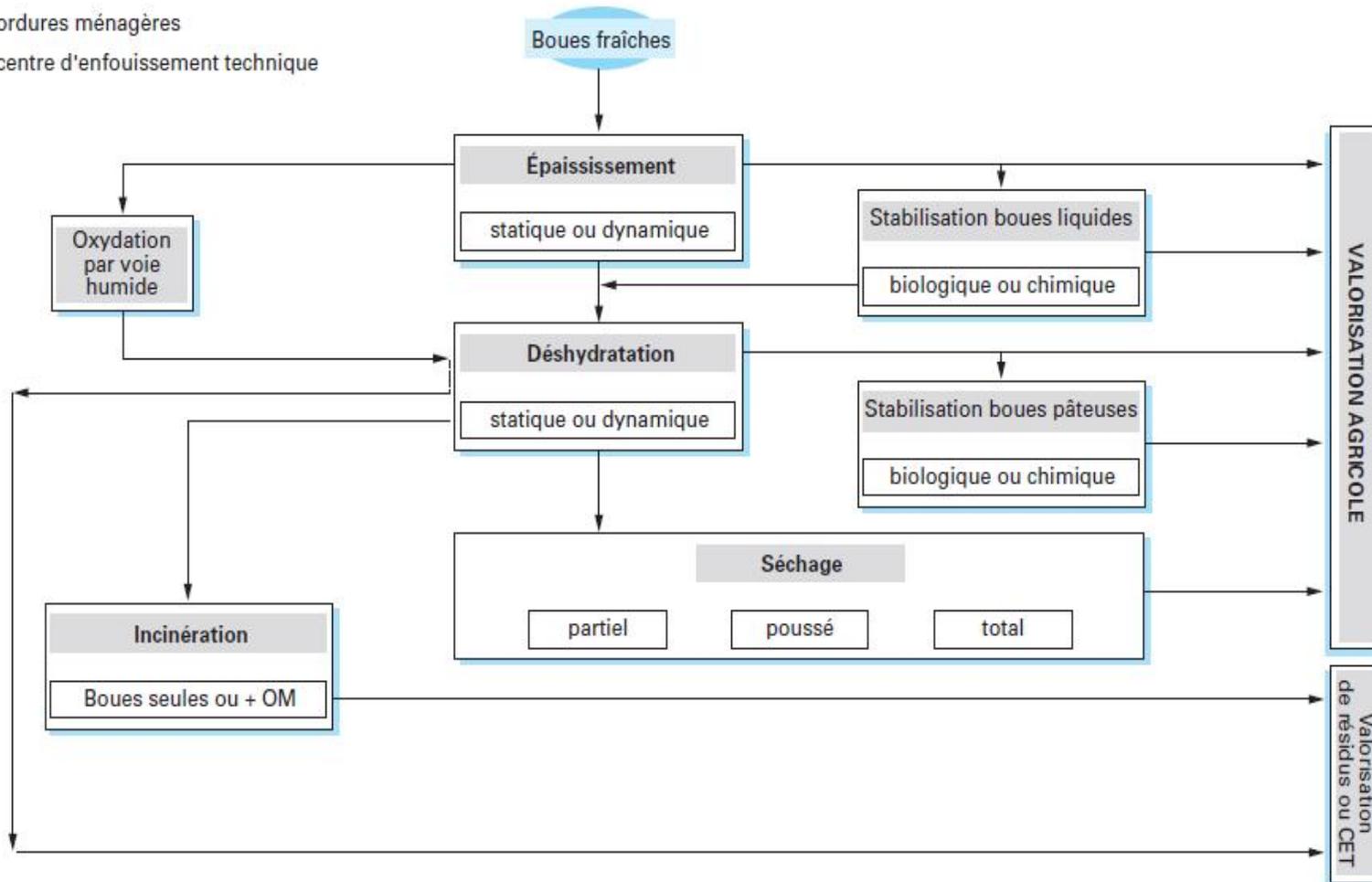


Figure IV.1: Enchaînement des opérations unitaires du traitement des boues.

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une filière de traitement comportent l'épaississement, la déshydratation et l'évacuation finale.

IV.2.2. Epaississement :

Cette opération a pour objet la séparation de l'eau interstitielle des particules de boue. Elle peut être utilisée comme première étape de traitement. [20]

IV.2.3. 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 :

- stabilisation biologique aérobie ou anaérobie
- stabilisation chimique (ajout de flocculant tels que le chlorure ferrique, utiliser avec de la chaux).
- stabilisation thermique

IV.2.4. Déshydratation :

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

a- 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 m² pour 2,5 à 3 EH. C'est un procédé simple, nécessitant une importante 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 une épaisseur de 0,2 à 0,3 m. les eaux d'égouttage sont collectées par des drains et renvoyées en tête de la station.[9]

Le problème posé par ce procédé est celui de la récupération de la boue séchée par raclage, qui occasionne souvent des pertes de sable. Les lits de séchages doivent être refaits tous les deux ans. [20]

b- Déshydratation mécanique :

Les techniques de déshydratation mécanique sont les suivantes :

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

IV.3. Dimensionnement :**IV.3.1.L'épaississeur : [16]**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

➤ Boues issues du décanteur primaire :

La boue primaire : $DX_p = DBO_5e + MESe$

$$DX_p = 988,13 + 2562 = 3550,13 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 3550,13 \text{ Kg/j}$$

➤ Boues issues du décanteur secondaire :

Boues secondaire $DX_s = 1517,43 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

$$DX_s = 1517,43 \text{ Kg/j}$$

➤ **la quantité totale journalière des boues sera**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 3550,13 + 1517,43 = 5067,56 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 5067,56 \text{ Kg/j}$$

➤ **La concentration des boues :**

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

- Boues primaires : (20÷30) g/l

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

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

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur :

1- Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S₁ : concentration des boues.

On prendra **S₁ = 25g/l**

$$Q_1 = 3550,13 / 25 = 142,01 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 142,01 \text{ m}^3/\text{j}$$

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S₂: concentration des boues.

On prendra **S₂ = 20 g/l**

$$Q_2 = 1517,43 / 20 = 75,87 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 75,87 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- Le débit total (Qt)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 142,01 + 75,87 = 217,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 217,88 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 5067,56 / 217,88 = 23,26 \text{ Kg/ m}^3$$

$$S = 23,26 \text{ Kg/ m}^3$$

5- La surface horizontale :

La surface de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$S = Q_t / C_s$$

La charge spécifique C_s est comprise entre 25 et 30 kg.MS / m².j.

Soit: C_s = 25 kg.MS/ m².j ; d'où : S = 1517,43 / 25 = 60,70 m²

On adoptera deux (02) épaisseurs d'une surface unitaire égale à 30,35 m²

6- Le volume de l'épaisseur :

Pour une profondeur de **H = 3,5m.**

D'où :

- H : hauteur = 3,5 m (hors cône)

- Hauteur boue = 1,5 m

- Hauteur d'eau claire = 2m

$$V = S \cdot H = 60,70 \cdot 3,5 = 212,45 \text{ m}^3$$

$$V = 212,45 \text{ m}^3$$

7- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S \cdot h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 30,35}{3,14}} = 6,21 \text{ m}$$

$$D = 6,21 \text{ m}$$

8- La hauteur du cône :

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

$$h = \text{tg } \beta * (D-d) / 2$$

$$h = \text{tg } 20 * (6,21 - 0,621) / 2 = 1,02 \text{ m}$$

$$h = 1,02 \text{ m}$$

Avec :

$$d = D / 10 = 6,21 / 10 = 0,621 \text{ m}$$

$$\beta = 20^\circ$$

9- Volume du cône :

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

$$\text{Volume du cône} = 30,35 * 1,02 / 3 = 10,32 \text{ m}^3$$

$$V = 10,32 \text{ m}^3$$

Le volume total de l'épaisseur :

$$V_t = (212,45 + (2 * 10,32)) = 233,09 \text{ m}^3$$

$$V_t = 233,09 \text{ m}^3$$

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³.

On prendra la valeur 30 kg/m³.

➤ La quantité des boues à extraire sera de :

$$Q_b = 1517,43 / 30 = 50,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_b = 50,58 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.3.2. digesteur aérobie : [21]

Le but de la stabilisation est d'éliminer 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.

A-1.La quantité de MVS contenue dans les boues :

$$\text{MES} = 3292,3 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 1076,91 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2215,39 \text{ kg/j}$$

A-2.La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation :

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \text{MVS} - 0,45 * \text{MVS} = 2215,39 - (0,45 * 2215,39) = 1218,46 \text{ kg/j}$$

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = 1218,46 \text{ kg/j}$$

-Boues en excès dans le stabilisateur :

En admettant que les matières minérales sont entièrement conservées, on doit extraire tous les jours

$$Q_{\text{exces}} = \text{MVS} + (\text{MVS}) \text{ sortie} = 2215,39 + 1218,46 = 3433,85$$

$$Q_{\text{exces}} = 3433,85 \text{ kg de boues/ j}$$

- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_B)
- La concentration q_B s'étendant de 80 à 100 g/l on prend $q_B=100g/l$
- Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_B / q_B \dots\dots\dots(V.21)$$

Avec : $M_B = Q_{exces} * T$

T : temps de stabilisation $T = (MES / MM) * t$

$$M_B = Q_{exces} * T = 3433,85 * (3292,3 / 1076,91) * 3 \qquad \qquad \qquad M_B = 31493,62 \text{ Kg}$$

Donc : $V_{BS} = M_B / q_B \qquad \qquad \qquad V_{BS} = 314,93 \text{ m}^3$

Surface horizontale

On prend la hauteur du bassin de stabilisation **H= 4 m**

$$S_H = V_{BS} / H \qquad \qquad \qquad S_H = 78,73 \text{ m}^2$$

On adoptera deux (02) bassins d'une surface unitaire égale à 39,37 m².

La longueur de bassin on a $L = 2 * l$

Donc : $L^2 = S_H / 0.5 \qquad L = \sqrt{S_H / 0.5} = 8,87 \text{ m} \qquad \qquad \qquad L = 8,87 \text{ m}$

La largeur de bassin

$$l = L / 2 = 4,44 \text{ m} \qquad \qquad \qquad l = 4,44 \text{ m}$$

Aération du bassin :

-La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface, il faut :
2 kg O₂ /kg MVS détruit

-La masse des boues détruites par jour est de 1218,46 kg/j
 $Do_2 = 2 * 1218,46 = 2436,92 \qquad \qquad \qquad Do_2 = 2436,92 \text{ kg O}_2/j$

IV.3.3.Lits de séchage :

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. [21]

La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b = 10 \text{ m}; L = 30 \text{ m}; H = 0,7 \text{ m}$$

D'où le volume de boues épandues sur chaque lit : $V = b * L * H = 210 \text{ m}^3$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits. Le volume des boues à extraire quotidiennement V_i est celui qui correspond à la quantité des boues à extraire qui est :
 $Q_f = (MVS)_{sortie} = 1218,46 \text{ kg/j}$.

Et la quantité de boues fraîches a la sortie des décanteurs primaire **Q=3550,13 kg / j**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 40 et 80 g/l. On prend 80

$$V_1 = \frac{1218,46+3550,13}{80} = 59,61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Nombre de lit nécessaire a chaque épandage : $n > V_1 / V = 59,61 / 90 = 0,66$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 9 fois par an $V_2 = 9 * 210 = 1890 \text{ m}^3$

Le volume des boues à sécher par an : $V_{Ba} = V_1 * 365 = 59,61 * 365 = 21757,65 \text{ m}^3$

Nombre de lit nécessaire : $N = V_{Ba} / V_2 = 21757,65 / 1890 = 12 \text{ lits}$

Surface nécessaire : $S = S_0 * N$

Où : S_0 : surface d'un lit de séchage : $S_0 = L * b = 30 * 10 = 300 \text{ m}^2$

D'où : $S = 300 * 12 = 0,36 \text{ ha}$

Horizon 2041 :

Les résultats de dimensionnement des ouvrages de traitement des boues pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.14: Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2041.

Désignation	Unité	2031	2041(extension)
L'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire DXp	kg/j	3550 ,13	449,77
Boues issues du décanteur secondaire DXs	kg/j	1517,43	48,15
la quantité totale journalière des boues DXt	kg/j	5067,56	497,92
La concentration des boues			
- Boues primaires	g/l	25	25
- Boues secondaire	g/l	20	20
Le débit arrivant du décanteur primaire Q1	m ³ /j	142,01	17,99
Le débit arrivant du décanteur secondaire Q2	m ³ /j	75,87	2,41
Le débit total (Qt)	m ³ /j	217,88	20,40
La concentration du mélange (S)	Kg/ m ³	23,26	24,41
Le volume de l'épaississeur	m ³	212,45	6,76
Forme	-	Cylindro-conique	Cylindro-conique
Nombre de bassins	-	2	1
Hauteur de l'épaississeur	m	3,5	3,5
La surface horizontale	m ²	30,35	1,93
Le diamètre	m	6,21	1,57
La hauteur du cône	m ³	1,02	0,26
Volume du cône	m ³ /j	10,32	0,17
La quantité des boues à extraire		50,58	1,61

Suite au **tableau IV.14** : *Résultats des ouvrages de traitement des boues pour l'horizon 2041*

Désignation	Unité	2031	2041(extension)
Digesteur aérobic			
La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation	kg/j	1218,46	154,38
Boues en excès dans le stabilisateur	kg/j	3433,85	435,07
Nombre de bassins	-	2	1
Volume du bassin de stabilisation	m ³	314,93	39,90
Surface horizontale	m ²	39,37	9,98
La hauteur	m	4	4
La longueur de bassin	m	8,87	4,47
La largeur de bassin	m	4,44	2,23
La quantité d'air nécessaire	kgO ₂ /j	2436,92	308,76
Lit de séchage			
Epaisseur du dépôt des boues	m	0,3	0,3
Volume de chaque lit	m ³	210	210
Volume de chaque par an	m ³	1890	1890
Volume des boues a sécher	m ³	21757,65	2756,43
Surface nécessaire	ha	0,36	0,06
Longueur L	m	30	30
Largeur b	m	10	10
Nombre de lits	-m ³ /j	1250,58	21,61

Conclusion :

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (6,2 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages la constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2031-2041).

On a opté pour le dimensionnement à faible charge pour les raisons suivants :

- un bon rendement d'élimination de la DBO₅ de l'ordre > 90 %.
- facilité d'exploitation et bonne fiabilité.
- coût global de la STEP moins élevé par rapport à la moyenne et forte charge.
- ne nécessite pas une grande surface par rapport au lagunage naturel et lagunage aéré.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif du traitement des eaux usées résiduaires est l'obtention d'une eau épurée qui satisfait aux normes de rejets édictées par la législation et pouvant par suite être évacuée sans danger dans le milieu naturel où bien être utilisée dans le cadre de mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage).

A l'instar de ces dires, le but de notre travail est la conception de la station d'épuration de la ville d'Oued Zenati. Cette station ainsi conçue traitera les eaux résiduaires d'une pollution qui passera de 60996 à 68722 équivalents habitant aux horizons 2031 et 2041.

En effet, la technique de traitement est choisie à base des charges à traiter, milieu récepteur et la disponibilité du site d'implantation.

Le traitement des eaux commence par une épuration physique de toutes les eaux admises à la station suivi d'une épuration biologique (boues activées) à faible charge et qui s'achève par une désinfection.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres perspectives dont pourra bénéficier des agricultures de la région.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

Bibliographie

Références bibliographique

- [1] Entreprise national Hydro Projets Est
Etude d'avant projet pour la réalisation de la station d'épuration de la ville de Oued Zenati wilaya de Guelma.
- [2] EMILIAM Koller
Traitement des pollutions industrielles, édition DUNOD, 2005
- [3] MIRA Yasmine
Contribution a la conception de la station d'épuration d'ISOLA 2000, ENP, promotion 2007-2008
- [4] BALEHI Kahina
Mémoire , thème : conception de station d'épuration de la ville de Azzazga (Tizi Ouzou), ENSH, Novembre 2011.
- [5] JEAN RODIER
L'analyse de l'eau, eau naturelles ,l'eau résiduaire, eau de mère, DUNO,8eme édition, Paris.
- [6] ABDELKADER GAID 1984
Epuraton biologique des eaux usées urbaines,Tome 2, Office de puplicaton universitaire , Alger, 260p.
- [7] AKROUR, Z et AOUIDAD, S
Etude des paramètres et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous – bassin versant MECHTRAS.MFE, Université de Tizi Ouzou Promotion 2005.
- [8] DEGREMONT MEMONTO 2005
Technique de l'eau : tome 1, 10eme édition ; DEGREMONT Paris.
- [9] GAID Abdelkader
Epuraton biologique des eaux usées urbaines, tome1, office des publications universitaires Ben Aknoun (Alger),1984.
- [10] Etudes profils, parcs naturels régionaux du haut-jura et du Morvan, C39-701EU051-programme life-ruisseaux.
- [11] SATIN, M et SELMI, B
Guide technique de l'assainissement- Le monsieur 1995.
- [12] Office national dassainissement d'Alger
Système raccordement, Etude d'avant projet pour la réalisation de la station d'épuration du groupement urbain l'Arbi Ben Mhidi

[13] M.CARLIER, 1986

Hydraulique générale et appliquée, Edition EYROLLS. 534p.

[14] GOUNANE I ET DJAROUN H

Dimensionnement hydraulique de la station d'épuration de station de la ville de Sidi Aich wilaya de Bejaia, mémoire de fin cycle, diplôme master, université Abderahmane Mira wilaya de Bejaia, Département d'Hydraulique.

[15] Marc Satin B.S

Guide technique de l'assainissement 3ème édition le moniteur, 2010.

[16] REGIS Bourrier M.S,B.S

Guide technique de l'assainissement 4ème édition le moniteur ,2010.

[17] Oussama DJEBALI

Contribution a la réhabilitation de la station d'épuration de BARAKI (Alger), ENP, promotion 2008.

[18]HatemDHAOUADI

Traitement des eaux usées urbaines les procédés biologique d'épuration, université virtuelle de Tunis,2008.

[19] Abdelkader GAID

Technique de l'ingénieur des eaux usées urbaine.

[20] Mohand SAID OUALI

Cours de procédés unitaire biologique t traitement des eaux office des publications universitaire, Ben Aknoun (Alger).

[21] GOUNANE I ET DJAROUN H

Dimensionnement hydraulique de la station d'épuration de station de la ville de Tazmalt wilaya de Bejaia, mémoire de fin cycle, diplôme master, université Abderahmane Mira wilaya de Bejaia, Département d'Hydraulique.

Annexes

Annexe II.1 : les paramètres physico- chimique Campagne de 04/04/2012.

	Rejet N°01 Ain Regada		Rejet N°02 Ain Regada		Rejet N°01 Bordj Sabath		Rejet N°02 Bordj Sabath		Rejet Ras El Agba		
Paramètres	Echa A1 8h40	Echa A2 13h3 0	Echa B1 9h20	Echa B2 13h2 0	Echa C1 10h3 5	Echa C1 14h3 0	Echa D1 11h1 5	Echan D1 14h45	Echa E 1 12h1 0	Ech E2 16h 00	MOY
Température °C	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5	19,4	19,5	19,5	19,5	19,5	19,5
PH	7,01	7,04	7,21	7,92	7,95	7,97	7,07	7,10	7,06	7,13	7,34
Conductivité μS/cm	3400	3440	3280	3810	3470	3850	1572	1570	650	654	2569,6
D.C.O Mg/l	80	75	143	120	255	275	91	148	128	62	137,7
D.B.O5 Mg/l	20	20	30	30	200	210	80	110	100	20	82
NH4	51,4	56,9	18,1	12,5	33,7	35,5	0,14	0,16	0,04	0,08	21,15
M.E.S à 105 °C Mg/l	58	66	3900	3888	180	162	290	220	40	58	886,2
N.Global Mg/l	53	50	36,5	40,3	32,4	34,7	8,6	9,10	7,80	7,0	28
Phosphore Mg/l	6,7	7,5	8,9	9,3	10,4	9,4	1,20	1,0	0,90	0,80	5,61

Annexe II.2 : les paramètres des métaux lourds.

Paramètres	Unité	Rejet Ain Regada	Rejet Bordj Sabath	Rejet Ras El Agba
Plomb	mg/l	0,0987	0,0544	0,0300
Cuivre	mg/l	2,1541	1,0064	0,0541
Fer	mg/l	1,8066	1,1511	0,0641
Manganèse	mg/l	0,1501	0,0996	0,0331

Annexe II.3 : le rapport de la biodégradabilité DCO/DBO5.

D.C.O MOY Mg/l	137,7
D.BO5 MOY Mg/l	82
DCO/DBO5	1,67

Annexe II.4 : Teneur en substances nutritives.

Paramètres	Valeurs
DBO5moy	82
P moy	5,61
N moy	28
N/DBO5 (%)	34,14
P/DBO5 (%)	6,84

:

إن عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة واد الزناتي بولاية قالمة. و هذا يهدف إلى تحسين الأوضاع الأيكولوجية و المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية. مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة على مرحلتين المرحلة الأولى معالجة المياه المستعملة في آفاق 2031 60996 . المرحلة الثانية تتمثل في توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعاب المحطة للمياه المستعملة إلى 68722 2041.

Résumé :

Notre projet de fin d'étude consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville d'Oued Zenati (W.Guelma) dans le but d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées, préserver le milieu naturel et protéger la santé publique.

Dans ce mémoire on va dimensionner la station d'épuration des eaux usées par boues activées à faible charge, cette station se réalise en deux phases :

- La première phase permettra de traiter la pollution de 60996 EqH à l'horizon 2031.
- La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 68722 EqH à l'horizon 2041.

Abstract :

Our dissertation consists in realizing a purification plant for the town of Oued Zenati (Guelma) with an aim of improving the ecological conditions of the province and the water's quality, to preserve the natural environment and protecting the public health.

In this dissertation, we will size the treatment plant of wastewater by activated sludge at an average charge; this station is made with two phases:

- The first phase will permit to treat the wastewater of 60996 inhabitants, by the year 2031.
- The second phase consists in increasing the initial capacity of the station of 68722 inhabitants by 2041.