

Liste des symboles

ERU : Les eaux résiduaires urbaines.

REUE : réutilisation des eaux usées épurées.

STEP: Station d'épuration.

OMS : l'organisation mondiale de la santé.

ASTM: American Society for Testing Material

MES: Matière En Suspension (mg/l).

PH: Potentiel d'Hydrogène.

DBO₅: Demande Biochimique d'Oxygène pendant 5 jours (mg/l).

DCO: Demande Chimique en Oxygène (mg/l).

MVS: Matière Volatile en Suspension (mg/l).

Cm: la Charge Massique (Kg DBO₅/KgMVS/j).

Cv: La Charge Volumique (Kg DBO₅/m³/j).

Im: Indice de Molhman (mg/l).

UV: Ultra Violets.

K : La biodégradabilité.

COT : Carbone total organique.

T: La Température (°C).

EH: Equivalent Habitant.

RGPH : Recensement général de la population et d'habitat.

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon.

P₀ : Nombre d'habitants de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique l'horizon d'étude.

ASU : Superficie agricole utile(ha).

STR : Stations de relevage.

ANRH : Agence national des ressources hydrauliques.

P_{jmax} : Pluie de 24h pour une fréquence donnée(mm).

$P(t)$: Pluie de durée t pour la même fréquence(mm).

$I\%$: intensité fréquentielle (mm).

E.T.P : L'évapotranspiration potentielle (mm).

$Q_{j moy}$: débit journalier moyen de consommation des eaux potables(m^3/j).

q : Dotation hydrique (l/j/hab).

N : Nombre d'habitants.

Q_{EU} : débits des eaux usées (m^3/j).

Q_p : Les débits de point.

K_p : Coefficient de pointe.

Ch : charge polluante en (Kg/j).

C : concentration du polluant à partir des résultats d'analyse (mg/l).

S : Surface (m^2)

V: Volume (m^3).

l : largeur (m).

L: la longueur (m).

θ : Coefficient de passage libre.

C : Coefficient de colmatage.

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

V : Vitesse d'écoulement de l'effluent entre les barreaux (m/s).

He: la hauteur d'eau (m).

Hmax: Hauteur maximale d'eau admissible sur la grille (m).

L_{cr} : longueur de la chambre de réception (m).

L_1 : longueur d'élargissement (m).

Nb : Nombre des barreaux d un grille.

Ne : Nombre d'espacement d un grille.

e: espacement des barreaux (m).

d: épaisseur des barreaux (m).

ϕ : Diamètre du conduit (mm).

V: Volume des déchets retenus (m^3/j).

K : coefficient qui tient compte de la forme des barreaux.

Δh : Perte de charge en mètre d'eau (m).

T_s: Temps de séjour (min).

q_{air}: Débit d'air injectée (m³/h).

Q_{Désh}: Quantitatif des résidus du déshuileur (g/m³).

Sh: Section horizontale (m²).

K₂₀[°]: constante d'épuration (eaux usées domestique).

R: Rendement d'épuration (%).

L₀: La charge en BDO₅ à l'entrée (Kg/j).

L_s: la charge organique en DBO₅ à la sortie (kg/j).

L_e: la charge éliminé (Kg/j).

P_T: Puissance des aérateurs.

q(O₂) : besoins en oxygène.

X_{v0} : représente la concentration des MVS de l'eau brute alimentant la lagune ;

X_{va} : représente la teneur en biomasse MVS à l'équilibre.

E: L'énergie de l'aérateur (kw).

V_{ba}: Volume de bassin d'aération (m³).

M_b: La Masse des boues (kg).

C_b: La Concentration en boues (g/l).

S_b: Surface du bassin (m²).

Sfb: Qualité de l'effluent à la sortie (mg/l).

[C'a]: concentration en matière actives dans le bassin d'aération (mg/l).

Pa: puissance absorbée par m² de bassin d'aération (w/m²).

W_m: La puissance de brassage (w).

N₀: La quantité totale d'oxygène transférée par unité de surface (kgO₂/kw.h).

Es: l'apport spécifique en énergie des aérateurs (KgO₂/kw.h).

D: Diamètre de décanteur (m).

Q_{CF} : quantité de chlore actif nécessaire (g/h).

a: dose de chlore actif(g/m³).

Q_d: Débit de la pompe doseuse (l/h).

ET: Energie Totale (w/h).

Ta: Temps d'aération (h).

tc: temps de contact (min).

Su: Surface unitaire (m²).

P : Population raccordée.

St : La surface totale des lits de séchage(m^2).

N: Nombre de lit de séchage.

Table des matières

Introduction Générale

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES EAUX USEES URBAINES

I.1 Introduction.....	3
I.2 Origines des eaux usées.....	3
A. Eaux usées domestiques.....	4
B. Eaux usées industrielles.....	4
C. Eaux usées agricoles.....	4
D. Eaux de pluie et de ruissellement.....	5
I.3 Composition des eaux usées	5
I.4 Risque et réglementation.....	8
I.4.1 La pollution des eaux usées	8
A. Définition	8
B. Origine et type de la pollution des eaux usées.....	8
C. Les principaux paramètres de la pollution	10
I.5 Normes de rejets des eaux usées	13
I.5.1 Normes internationales	13
I.5.2 Normes de rejet appliquées en Algérie	14
I.6 Conclusion	16

CHAPITRE II : PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES

II.1 Introduction	17
II.2 Nécessité de l'épuration de l'eau.....	17
II.3 Traitement des eaux usées urbaines	18
II.3.1 Prétraitement.....	18
II.3.2 Traitement primaire	20

II.3.3 Traitement secondaire (traitement biologique).....	22
A. Les boues activées.....	22
B. Le lagunage.....	27
II.3.4 Traitement tertiaire.....	32
A. Traitement bactériologique par rayonnement UV.....	32
B. Traitement par voie physico-chimique	33
C. Traitement des odeurs.....	33
II.4 conclusion.....	33

CHAPITRE III: PRESENTATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1 Introduction.....	35
III.2 Etudes socio-économiques et démographiques	35
A. Situation géographique de la zone d'étude	35
B. Situation démographique	37
C. Activités socio-économiques.....	39
1. Activités agricoles	39
2. Activités industrielles	39
III.3 situation générale sur l'assainissement et état des lieux.....	40
▪ La commune de Nedroma.....	40
▪ La commune de Ghazaouet	40
▪ La commune de Souahlia	41
III.4 Implantation de station d'épuration.....	42
III.5 choix du site de la station d'épuration	42
1 ^{ere} Variante : Une seule STEP	43
2 ^{eme} Variante : Deux (2) STEP.....	44
A. Sites proposés pour la future STEP pour la ville de Nedroma	45
B. Site proposés pour la future STEP pour la ville de Ghazaouet et Tounane	47
III.6 Caractéristique hydro climatiques	48
A. Pluviométrie	48
B. Intensités pluviales	51
C. Température	53
D. L'humidité	53

E. Le vent.....	54
F. Evapotranspiration potentielle	55
G. Topographie et relief	55
III.7 conclusion	56

Chapitre IV : Dimensionnement de stations d'épuration

IV.1 Données de base de l'étude.....	57
1. Origine de l'eau usée.....	57
• Estimation des besoins théoriques en eau potable.....	57
• Débit des équipements.....	57
• Evaluation des débits des eaux usées des deux STEP.....	57
• Evolution du débit des eaux usées (Q_{eu}) à différent horizons	58
2. Estimation des superficies à irrigation à partir des STEP.....	60
3. Résultats des analyses et interprétation	61
IV.2 dimensionnement de future STEP pour la ville de Nedroma.....	63
IV.2.1 Charges polluantes	63
IV.2.2 Nature de traitement	66
IV.3 Dimensionnement des ouvrages de la station pour Nedroma.....	66
❖ Mise en place de bassin d'orage	66
❖ Ouvrages de prétraitement	67
1. Dégrillage	68
❖ Ouvrages du traitement biologique.....	70
1. Bassin d'aération.....	70
2. Bassin de finition.....	73
❖ Traitement complémentaire	74
1. Bassin de désinfection	74
2. Bassin de stockage.....	75
• Schéma synoptique	77
IV.4 Dimensionnement de futur station pour Ghazaouet.....	78
1. Charges polluantes	78
• Détermination des charges polluantes ainsi que leurs concentrations à partir des ratios théoriques arrêtes	79
2. Nature de traitement	81
3. Dimensionnement des ouvrages de la station.....	81
❖ Poste de relevage.....	81
❖ Ouvrage de prétraitement.....	81
1. Dégrillage	81

2. Dessablage	86
3. Déshuileur.....	86
❖ Traitement biologique	86
1. Dimensionnement de la boue activées	87
2. Dimensionnement de la clarification (décanteur secondaire).....	90
❖ Traitement complémentaire.....	90
1. Bassin de désinfection	90
4. Bassin de stockage.....	92
❖ Traitement des boues.....	92
• Lit de séchage des boues.....	93
• Schéma de la 2 ^{ème} STEP.....	97
IV.5 Ritualisation des eaux usées épurées pour l'irrigation.....	98
a) Mode d'utilisation.....	98
b) Demande d'eau.....	98
c) Choix du type d'irrigation.....	98
d) Besoins en eau des cultures.....	98
e) Périmètre d'irrigation à partir des STEP.....	99
IV.6 Conclusion.....	101
Conclusion Générale	
Conclusion générale.....	102

Liste des figures

Figure II.1. Schéma d'une chaîne de traitement des eaux usées.....	18
Figure II.2: Lamelles de dégrillage.....	19
Figure II.3 : Dessableur-dégraisseur rectangulaire.....	20
Figure II.4: Schéma d'un décanteur rectangulaire à pont.....	21
Figure II.5: Bassin d'aération (à gauche) et les décanteur secondaire (à droite).....	23
Figure II.6: Schéma de principe d'une station d'épuration par boues activées.....	23
Figure II.7: Photo d'un bassin de lagunage.....	27
Figure II.8: Photo de bassin de lagunage aéré.....	28
Figure II.9: Schéma du lagunage à macrophytes et microphytes.....	31

Liste des tableaux

Tableau N° I.1 : Classification des eaux d'après leur Ph.....	10
Tableau N° I.2 : normes de rejets internationales	13
Tableau N°I.3 : Valeurs limites des paramètres de rejet dans Un milieu récepteur.....	14
Tableau N°II.1 : Efficacité épuratoire de la décantation	21
Tableau N° II.2 : les classes de boues activées.....	24
Tableau N°II.3 : Avantages et inconvénients du traitement biologique par boues activée....	26
Tableau N°II.4 : Avantages et inconvénients du lagunage naturel et lagunage aéré.....	29
Tableau N°II.5 : Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré.....	31
TableauN°III.1: Population résidente selon la commune de résidence et le taux d'accroissement annuel moyen (2008) (RGPH2008).....	37
TableauN°III.2: Evolution du nombre d'habitants à différents termes de la zone d'étude.....	38
Tableau N°III.3 : Avantages et inconvénients de la 1 ^{ère} variante : 1 seul STEP (Nedroma + Ghazaouet et Tounane).....	44
Tableau N° III.4: Avantage et inconvénients des sites de la variante.....	46
Tableau N° III.5 : Avantages et inconvénients de la 2 ^{ème} variante : 02 STEP	48
Tableau N°III.6: Station pluviométrique exploitée dans l'étude.....	49
TableauN°III.7: Répartition mensuelle de la pluviométrie dans la station de Ghazaouet (Période 1950-2007).....	50
TableauN°III.8: Les résultats des estimations statistiques des pluies maximales journalières.....	50
TableauN°III.9: Résultats des Intensités, durées, Fréquences en mm de durée T en mn Station Zaouiet Sidi Benamar.....	52
Tableau N°III.10: Moyennes mensuelles des humidités absolues (mm de mercure).....	53
Tableau N°III.11: Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1991-1998).....	54
Tableau N°III.12 : L'évapotranspiration potentielle (mm) (1991-1998).....	55
Tableau N°IV.1: Débit des eaux usées de la ville de Nedroma.....	59
Tableau N° IV.2: Débit des eaux usées de la ville de Ghazaouet.....	59
Tableau N° IV.3: Débit des eaux usées de la ville de Tounane.....	60
Tableau N°IV.4: les besoins en eau par hectare.....	61

Liste des tableaux

Tableau N°IV.5: Paramètres physico-chimiques et microbiologique avant épuration Moyenne des rejets Nedroma et Ghazaouet.....	62
Tableau N°IV.6: Moyennes globales des résultats d'analyse bactériologique.....	64
Tableau N°IV.7: Concertation des polluants à partir des résultats d'analyse de la commune de Nedroma.....	65
Tableau N°IV.8: Charges en pollution aux différents horizons de Nedroma.....	65
Tableau N°IV.9: Charges en pollution par équivalent habitant à l'horizon 2040.....	66
Tableau N°IV.10: Ratios théoriques arrêtés avec leurs charges et concentrations pour la commune de Nedroma.....	68
Tableau N°IV.11: Récapitulatif des données de bases de la ville de Nedroma à l'horizon 2040.....	68
Tableau N°IV.12 : Caractéristiques des trois dégrilleurs.....	70
Tableau N° IV.13: Caractéristiques géométriques de base pour les deux bassins.....	77
Tableau N° IV. 14: Caractéristiques géométriques de base pour le 1 ^{er} bassin.....	77
Tableau N° IV.15 : Caractéristiques géométriques de base pour le 2 ^{ème} bassin.....	77
Tableau N°VI.16 : Fiche technique de la STEP de Nedroma.....	82
Tableau N°IV.17: Concertation des polluants à partie des résultats d'analyse de la commune de Ghazaouet.....	86
Tableau N°IV.18: Charges en pollution aux différents horizons de Ghazaouet et Tounane.....	86
Tableau N°IV.19: Charges en pollution par équivalent habitant à l'horizon 2040.....	87
Tableau N°IV.20: Ratios théoriques arrêtés avec leurs charges et concentrations pour la commune de Ghazaouet.....	88
Tableau N°IV.21: Récapitulatif des données de bases de la ville de Ghazaouet à l'horizon 2040.....	89
Tableau N°IV. 22: Caractéristiques des trois dégrilleurs.....	91
Tableau N° VI.23 : Fiche technique de STEP du Ghazaouet.....	101

Liste des Cartes

Carte N°III.1: Carte des limites administratives des communes de la wilaya de Tlemcen et localisation de la zone d'étude.....	36
Carte N°III.2: Carte des limites administratives des communes concernées par la zone d'étude.....	37
Carte N° III.3: Image satellitaire de Nedroma et localisation des points de rejet.....	40
Carte N°III.4: Image satellitaire de Ghazaouet et localisation des points de rejet.....	41
Carte N°III.5: Image satellitaire de Souahlia et localisation des points de rejet.....	41
Carte N° III.6 : Image satellitaire de la zone d'étude avec présentation de la variante 1.....	43
Carte N°III.7: Image satellitaire de la partie de Nedroma de la variante.....	45
Carte N°III.8: localisation des rejets et de la future STEP de Nedroma.....	46
Carte N° III.9 : localisation de la future STEP de Ghazaouet.....	47
Carte N°IV.1: Situation du future périmètre d'irrigation proposé à partir de la STEP Nedroma.....	107
Carte N°IV.2: Situation du future périmètre d'irrigation proposé à partir de STEP Ghazaouet.....	108

Liste des graphes

Graphe N° III.1 : Répartition de la vitesse moyenne mensuelle du vent.....	54
Graphe N° .III.2 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration Potentielle.....	55

Liste des schémas

Schéma N° IV.1 : Schéma synoptique de STEP par lagunage aéré.....	85
Schéma N° IV.2 : Schéma synoptique de STEP par boue active.....	105

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale pour l'homme, sa survie et son alimentation. Elle est également indispensable pour ses activités agricoles, industrielles, touristiques et la qualité de son environnement [1]. Lorsque l'homme utilise l'eau il ne fait pas que la consommer, mais en rejeter une partie dans l'environnement [2]. Les rejets des eaux usées augmentent annuellement du fait de l'industrialisation et de l'élévation de niveau de vie de la population [3]. Ces rejets sont à l'origine de la pollution des eaux de surface et souterraines [4].

Au cours de ces dernières décennies, l'Algérie a connu un développement exponentiel touchant tous les secteurs: démographique, économique et touristique, ce qui a causé plusieurs problèmes socio-économiques et surtout environnementaux liés à la rareté des précipitations, aux risques sanitaires, à la carence du pouvoir réglementaire et d'assainissement. Parmi les villes les plus affectées par ces problèmes, les villes NEDROMA et GHAZAOUET, surtout en raison de la rareté des précipitations.

Pour palier ces problèmes, les autorités de ces villes ont pensé à la réalisation d'une station de traitement des eaux polluées (STEP) pour les réutiliser surtout en arrosage des espaces verts [5].

Notre travail d'étude qui a été axé dans ce cadre se présente en deux parties:

- Une partie bibliographique qui regroupe deux chapitres :
 - ✓ Le premier chapitre est consacré, d'une part, à la connaissance de la constitution et l'origine des eaux usées, et aux normes de rejets appliquées en Algérie.
 - ✓ Le second chapitre expose les divers procédés de traitement que doivent subir les eaux usées avant d'être rejetées en milieu naturel, les différents usages possibles des eaux usées traitées et enfin l'état général de l'épuration en Algérie.
- Une partie expérimentale qui présente la zone d'étude et les calculs de dimensionnement de STEP pour les communes de NEDROMA et GHAZAOUET situées dans la wilaya de TELEMENEN. Cette partie regroupe deux chapitres:
 - ✓ le troisième chapitre dans lequel on a fait une présentation de la zone d'étude, ainsi que des conditions climatiques qui influent sur le bon fonctionnement des systèmes d'épuration (lagunage et boues activées).
 - ✓ le quatrième chapitre est consacré aux calculs de dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de l'agglomération de NEDROMA ont été

proposées la variante de lagunage aéré et la variante boues activées pour GHAZAOUET.

Au terme de ce travail, une conclusion générale a été donnée.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES EAU USEES URBAINES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES EAUX USEES URBAINES

I.1 Introduction

Une eau usée, appelée encore eau résiduaire ou effluent est une eau qui a subi une détérioration après usage .La pollution des eaux dans son sens le plus large est définie comme tout changement défavorable des caractéristiques naturelles (biologiques ou physico-chimiques) dont les causes sont directement ou indirectement en relation avec les activités humaines [6]. Les eaux usées urbaines sont d'abord formées par un mélange d'eau usées domestiques et d'eaux usées industrielles. Il s'y ajoute une troisième composante formée par les eaux de pluie et les effluents des installations collectives (hôpitaux, commerces, casernes, etc.) [1].

La forte croissance des besoins en eau, induite par l'accroissement démographique, l'évolution industrielle, émanant des secteurs domestiques industriels engendre des quantités de rejets d'effluent d'eau usée. Ces dernières sont rejetées dans la nature sans traitement ni épuration. Le rejet d'eau usée peut entraîner une pollution aussi bien des sols agricoles et la nappe d'eau potable à long terme [7].

I.2 Origines des eaux usées

On peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaines constituées par des eaux ménagères (lavage corporel et du linge, lavage des locaux, eaux de cuisine) et les eaux vannes chargées de fèces et d'urines; toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales. Peuvent s'y ajouter suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole. L'eau, ainsi collectée dans un réseau d'égout, apparaît comme un liquide trouble, généralement grisâtre, contenant des matières en suspension d'origine minérale et organique à des teneurs extrêmement variables. En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité.

Les eaux résiduaires urbaines (ERU) sont constituées par [8] :

A. Eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques 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' sont les rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux [9].

B. Eaux usées industrielles :

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejets industriels. Cette définition concerne les rejets des usines, mais aussi les rejets d'activités artisanales ou commerciales. Ces eaux ont une grande variété et peuvent être toxiques pour la vie aquatique, ou pour l'homme. Les liquides résiduaires sont des liquides résultant des fabrications ; c'est le cas des solutions de produits chimiques, des solutions de sous-produits, ou le cas des liquides acides provenant de la vidange des cuves de décapage des métaux.

Les rejets industriels peuvent suivre trois voies d'assainissement :

- soit directement rejetés dans le réseau domestique.
- soit prétraités puis rejetés dans le réseau domestique.
- soit entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel [3].

C. Eaux usées agricoles:

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

présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux. Il s'agit principalement :

- Des fertilisants (engrais minéraux du commerce ou déjections animales produites ou non sur l'exploitation) ;
- Des produits phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides,...)[10].

D. Eaux de pluie et de ruissellement :

Les eaux pluviales et de ruissellement sont pris en compte dans le cas où le système de collecte des eaux usées est unitaire, ceci lors du traitement en station d'épuration. Les eaux de pluie sont susceptibles d'entraîner les polluants atmosphériques et de contaminer par infiltration et ruissellement les eaux superficielles et souterraines. Les principaux polluants en cause sont le SO₂, le NO et ses dérivés, les poussières [11].

I.3 Composition des eaux usées

La composition des eaux usées, est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielle, domestique,...etc.). La composition des eaux résiduaires urbaines brutes dépend essentiellement de :

- L'activité humaine (eaux ménagères et eaux de vannes) ;
- La composition des eaux d'alimentation en eau potable et, accessoirement, de la constitution des canalisations d'eau, pour les composés chimiques ;
- La nature et de la quantité des effluents industriels éventuellement rejetés dans le réseau urbain.

Les eaux usées urbaines contiennent des matières solides, des nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute et des micro-organismes. Ces substances peuvent être classées en quatre groupes [9].

a) Éléments microbiologiques

Les microorganismes, retrouvés dans les eaux usées se repartissent en 4 groupes: les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes. Ils proviennent de l'environnement et des matières fécales. Ils ont des effets divers sur la santé : ils sont la cause d'infections bénignes (gastro-entérite par exemple) comme de maladies mortelles. Le pouvoir pathogène des microorganismes dépend de plusieurs facteurs qui seront brièvement décrits [10].

- **Les bactéries :** Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10 μm . La quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ 10¹² bactéries/g. La majorité de ces bactéries ne sont pas pathogènes. Cependant, chez un hôte infecté, le nombre de bactéries pathogènes peut être très important. Les bactéries entériques sont adaptées aux conditions de vie dans l'intestin, c'est-à-dire une grande quantité de matière carbonée et de nutriments,. Leur temps de survie dans le milieu extérieur, où les conditions sont totalement différentes, est donc limité. Par ailleurs, les bactéries pathogènes vont se trouver en compétition avec les bactéries indigènes, ce qui limitera leur développement [12].

- **Les virus:** Les virus sont des organismes de très petite taille (10 à 350 nm). Ils ne sont constitués que d'une molécule d'ADN ou d'ARN, entourée d'une capside (coque protéique). Ne possédant ni noyau, ni capacité de synthèse, ce sont des parasites obligatoires d'une cellule vivante dont ils détournent, à leur profit, les systèmes enzymatiques, énergétiques et de synthèse. L'infection d'un individu par un virus hydrique se produit dans la majorité des cas par l'ingestion, sauf pour le Coronavirus où elle peut aussi avoir lieu par inhalation. Les virus sont relativement spécifiques d'un hôte. Il existe des virus adaptés à chaque type d'hôtes (animaux, hommes, plantes, champignons, algues, bactéries). Les virus entériques transmis par ingestion sont, avec les virus respiratoires transmis par inhalation d'aérosols, les plus importants pour la santé humaine [13].

- **Les protozoaires :** Les **protozoaires** sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes **parasites**, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée **kyste** [12].

- **Les helminthes :** Les helminthes sont des vers multicellulaires plats (plathelminthes) ou ronds (némathelminthes). Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des

organismes parasites. Ce sont, pour la plupart, des vers intestinaux, souvent rejetés avec les matières fécales sous forme d'oeufs très résistants. La contamination se fait par ingestion ou par voie transcutanée (par fixation puis pénétration des larves à travers la peau [13])

b) Matières en suspension MES

Les matières en suspension associées aux substances dissoutes sont à l'origine de la turbidité des eaux usées. La détermination des M.E.S. est essentielle pour évaluer la répartition entre la pollution dissoute et la pollution sédimentable dont le devenir est pris en compte dans un système d'épuration. La méthode de référence pour déterminer les M.E.S est la méthode AFNOR n° 90-105, par filtration sur disque de verre. Elles sont exprimées en mg/l de matière sèche insoluble [11].

c) Substances nutritifs

Leur présence dans les eaux usées peut avoir un impact négatif sur la santé humaine et la qualité des eaux superficielles et dans une moindre mesure un impact bénéfique sur les cultures dans le cas d'une réutilisation agricole [12]. L'azote, le phosphore, le potassium et les oligo-éléments indispensables à la vie des végétaux, se trouvent en quantités appréciables, mais en proportions très variables par rapport aux besoins de la végétation, dans les eaux usées traitées ou non.

Dans certaines circonstances, ces éléments peuvent être en excès par rapport aux besoins de la plante et provoquer des effets négatifs, aussi bien au niveau de la culture que des sols. Un contrôle périodique de la quantité de nutriments présents dans l'effluent est nécessaire afin d'en tenir compte lors du calcul des besoins en fertilisants des cultures irriguées [10]

d) Les micropolluants organiques et non organiques:

Les micropolluants sont des éléments présents en quantité infinitésimale dans les eaux usées. Certains micropolluants, comme les métaux lourds ou les pesticides, peuvent s'accumuler dans les tissus des êtres vivants, et notamment dans les plantes cultivées [4].

- **Eléments traces :** Les métaux lourds que l'on trouve dans les eaux usées urbaines sont extrêmement nombreux ; les plus abondants sont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb. Les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présent à l'état de traces. Leur origine est multiple. Ils proviennent «des produits consommés au sens large par la population, de la corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales dans le cas de réseaux unitaire, des activités de service (santé, automobile) et éventuellement de rejets industriels» [14].

- **Les micropolluants organiques :** Les micropolluants d'origine organique sont extrêmement nombreux et variés, ce qui rend difficile l'appréciation de leur dangerosité. Ils proviennent de l'utilisation domestique de détergents, pesticides, solvants, et également des eaux pluviales : eaux de ruissellement sur les terres agricoles, sur le réseau routier, etc [4].

I.4 Risque et réglementation :

Le rejet direct des eaux usées domestiques dans le milieu naturel perturbe l'équilibre aquatique en transformant les rivières en égouts à ciel ouvert. Pour lutter contre cette pollution et éviter les maladies d'origine hydrique, plusieurs normes de réglementation ont été établies au niveau national et international [9].

I.4.1 La pollution des eaux usées

A. Définition :

La pollution de l'eau est une altération qui rend son utilisation douteuse et/ou perturbe l'écosystème; elle peut concerner les eaux superficielles et/ou les eaux souterraines ayant pour origine principale l'activité humaine [15].

B. Origine et type de la pollution des eaux usées

1) Origine de pollution :

La pollution de l'eau peut être d'origine naturelle, ou provenir d'activités humaines. Suivant l'origine des substances polluantes. On distingue: la pollution d'origine domestique, industrielle, agricole et pluviale [9].

2) Types de la pollution

Il plusieurs types de pollution des eaux parmi lesquelles on distingue

- i. **Pollution organique:** La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composées spécifiques biodégradables ou pas [26].
- ii. **Pollution minérale:** La pollution minérale des eaux peut provoquer le dérèglement de la croissance végétale ou trouble physiologique chez les animaux. Le polluant minéral ce sont principalement les métaux lourds et les éléments minéraux nutritifs [17].
- iii. **Pollution microbiologique:** Les eaux d'égout contiennent une multitude d'organismes vivants apportés par les excréments d'origine humaine ou animale. L'eau peut contenir des micro-organismes pathogènes (virus, bactéries, parasites). Ils sont dangereux pour la santé humaine, et limitent donc les usages que l'on peut faire de l'eau [9].
- iv. **Pollution toxique:** La toxicité présente dans les eaux usées peut être organique ou minérale, les substances organiques toxiques sont entres autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industriels (aldéhydes, phénols, produits azotes ...etc.). Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels [16]
- v. **La pollution thermique:** Les eaux rejetées par les usines utilisant un circuit de refroidissement de certaines installations (centrales thermiques, nucléaires, raffineries, aciéries...); ont une température de l'ordre de (70 à 80) °C. Elle diminue jusqu' à (40 à 45) °C lorsqu'elle contacte les eaux des milieux aquatiques entraînant un réchauffement de l'eau, qui influe sur la solubilité de l'oxygène [18].

C. Les principaux paramètres de la pollution

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, aussi se réfère-t-on à quelques Paramètres pour les caractériser. Ils sont généralement exprimés en mg/L.

❖ La température :

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique 'pollution thermique'. Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique. La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32 °C par contre, elle est fortement diminuée pour de températures variant de 12 à 15 °C et elle s'arrête pour des températures inférieurs à 5°C [19].

❖ Potentiel hydrogène (pH) :

Le pH représente l'acidité ou l'alcalinité d'une solution. Le pH d'une eau domestique ou urbaine se situe généralement entre 6.8 et 7.8. Au-delà, c'est l'indice d'une pollution industrielle [1].

Tableau I.1 : Classification des eaux d'après leur pH [6]

pH < 5	Acidité forte présence d'acides minéraux ou organique dans les eaux naturelles
pH = 7	pH neutre
7 < pH < 8	Neutralité approchée majorité de eaux de surface
5,5 < pH < 8	Majorité des eaux souterraines
pH > 8	Alcalinité forte, évaporation intense

❖ La turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée, dans les eaux, par la présence de matières en suspension (MES) fines, comme les argiles, les limons, les grains de silice et les microorganismes. Une faible part de la turbidité peut être due également à la présence de matières colloïdales d'origine organique ou minérale. Les unités utilisées pour exprimer la turbidité proviennent de la normalisation ASTM (American Society for Testing Material) [16].

❖ **Couleur**

La coloration d'une eau peut être soit d'origine naturelle (éléments métalliques, matières humiques, micro-organismes liés à un épisode d'eutrophisation,...), soit associée à sa pollution (composés organiques colorés). La coloration d'une eau est donc très souvent synonyme de la présence de composés dissous. La mesure normalisée de la coloration a fait l'objet d'une révision récente. Elle s'effectue soit par comparaison avec une gamme de concentration comme de solutions colorées, soit par mesure Spectrophotométrie [6].

❖ **Les matières en suspension (MES)**

C'est la quantité de pollution organique et minérale non dissoute dans l'eau. Les MES sont responsables d'ensablement et de baisse de pénétration de la lumière dans l'eau, ce qui entraîne une diminution l'activité photosynthétique et une chute de la productivité du phytoplancton [20].

❖ **La demande biologique en oxygène (DBO)**

C'est un paramètre global qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques contenues dans l'effluent. Elle est donc représentative de la somme des matières organiques biodégradables. Elle est généralement mesurée en 5 jours (DBO_5) [21].

❖ **La demande chimique en oxygène (DCO)**

C'est la quantité de matières organiques oxydables par voie chimique. Le rapport entre ces deux paramètres peut donner une idée de la biodégradabilité de l'effluent. La DBO et la DCO sont deux moyens d'apprécier la teneur en matières organiques oxydables. La dégradation de

celles-ci dans le milieu naturel s'accompagne d'une consommation d'oxygène et peut entraîner un abaissement excessif de la concentration d'oxygène dissous [21].

❖ La biodégradabilité (K)

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que $K = DCO/DBO_5$

- ✓ Si $K < 1.5$: cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matière fortement biodégradables ;
- ✓ Si $1.5 < K < 2.5$: cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables ;
- ✓ Si $2.5 < K < 3$: les matières oxydables sont peu biodégradables ;
- ✓ Si $K > 3$: les matières oxydables sont non biodégradables [22].

❖ Carbone total organique (COT)

La somme du Carbone de nature organique dans les matières dissoutes et en suspension dans l'eau. cyanates et thiocyanates sont également mesurés [23].

Les Principes des analyseurs de carbone :

- ✓ Oxyder complètement le carbone en CO_2 par: combustion, ajout d'un oxydant, UV ou autres.
- ✓ Le CO_2 formé est mesuré directement ou après réduction.
- ✓ La détermination de la concentration en CO_2 peut être réalisée par spectrométrie Infra Rouge, conductivité thermique, conductimètre, colorimétrie [23].

❖ Le phosphore

Le phosphore est un élément nutritif essentiel aux organismes vivants qui entraîne une croissance excessive des végétaux aquatiques (eutrophisation accélérée) lorsqu'il est trop abondant. Permet de déterminer le niveau trophique des eaux d'un lac et de déceler la présence de pollution nutritive dans un tributaire [24].

❖ **L'azote**

L'azote présent dans l'eau peut avoir un caractère organique ou minéral. L'azote organique est principalement constitué par des composés tels que des protéines, des polypeptides, des acides aminés, de l'urée. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral (ammoniaque, nitrate, nitrite), il constitue la majeure partie de l'azote total [16].

I.5 Normes de rejets des eaux usées:**I.5.1 Normes internationales:**

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépassée ou une limite inférieure à respecter. Un critère donné est rempli lorsque la norme est respectée pour un paramètre donné. Une norme est fixée par une loi, une directive ou un décret de loi. Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé (OMS) pour les eaux usées [20].

Tableau I.2 : normes de rejets internationales [20]

Caractéristiques	Normes utilisées (OMS)
pH	6.5-8.5
DBO ₅	<30mg/L
DCO	<90mg/L
MES	<20mg/L
NH ₄	<0.5mg/L
NO ₂	<1mg/L
NO ₃	<1mg/L
P ₂ O ₅	<2mg/L

Température	<30°C
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

I.5.2 Normes de rejet appliquées en Algérie

Le Décret exécutif n° 93-160 du 10 Juillet 1993, du Journal Officiel de la République Algérienne réglementant les rejets d'effluents liquides, définit un rejet comme tout déversement, écoulement, jets, dépôts directs ou indirects d'effluents liquides dans le milieu naturel [25]. Ces mêmes valeurs viennent d'être renforcées par un nouveau texte réglementaire; le Décret Exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 Avril 2006.

Tableau I.3: Valeurs limites des paramètres de rejet dans
Un milieu récepteur [25]

Paramètres	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
pH	-	6,5 à 8,5
MES	mg/l	35
DBO ₅	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Azote Kjeldahl	mg/l	30
Phosphates	mg/l	02
Phosphore total	mg/l	10
Cyanures	mg/l	0,1



Aluminium	mg/l	03
Cadmium	mg/l	0,2
Fer	mg/l	03
Manganèse	mg/l	01
Mercure total	mg/l	0,01
Nickel total	mg/l	0,5
Plomb total	mg/l	0,5
Cuivre total	mg/l	0,5
Zinc total	mg/l	03
Huiles et Graisses	mg/l	20
Hydrocarbures totaux	mg/l	10
Indice Phénols	mg/l	0,3
Chrome total	mg/l	0,5
(*) Chrome III+	mg/l	03
(*) Chrome VI+	mg/l	0,1
(*) Solvants organiques	mg/l	20
(*) Chlore actif	mg/l	1,0
(*) Détergents	mg/l	2
(*) Tensioactifs anioniques	mg/l	10

I.6 Conclusion

Les eaux usées urbaines peuvent être rejetés directement dans le milieu naturel aboutissant à des stations d'épuration dont ils ne doivent pas perturber le fonctionnement. Pour cela on est appelé à préciser des normes de rejet pour protégé l'environnement contre impacts négative. Les normes doivent tenir compte des sensibilités des méthodes de dosage et des possibilités techniques de traitement. La connaissance de la composition des eaux résiduaires et leur paramètre essentiel pour assurer la pertinence du choix et du dimensionnement des filières de traitement appropriées. Bien que les gammes de concentrations des paramètres typiques des eaux usées soient globalement connues.

CHAPITRE II

PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES

CHAPITRE II : PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES

II.1 Introduction

Le traitement des eaux résiduaires urbaines représente la moitié des activités de traitement de l'eau dans le monde. Avec l'évolution démographique, le développement économique, ou encore l'extension et l'intensification de l'urbanisme, le volume des eaux résiduaires ne cesse de croître.

Conjugué à une exigence renforcée en matière de respect de l'environnement au travers de la réglementation et de confort de vie, le traitement des eaux usées représente un véritable défi environnemental pour les collectivités. Epurer des eaux usées de plus en plus polluées représente également un défi technologique et économique dont l'objectif commun est de préserver la biodiversité et protéger les ressources en eau, tout en garantissant le confort des riverains.

Pour accompagner les collectivités locales dans leur développement, nous concevons des filières de traitement plus ou moins complexes, en fonction de la qualité des effluents à dépolluer et de la sensibilité du milieu récepteur.

II.2 Nécessité de l'épuration de l'eau:

L'épuration des eaux est un ensemble de techniques qui consistent à purifier l'eau soit pour recycler les eaux usées dans le milieu naturel, soit pour transformer les eaux naturelles en eau potable.

Les caractéristiques d'une station d'épuration et le degré de traitement doivent être tels que l'effluent n'altère pas l'état du milieu récepteur dans une mesure incompatible avec les exigences de l'hygiène et de la salubrité publique et d'une façon générale, avec les exigences des diverses utilisations ou activités (alimentation en eau des hommes et des animaux,

utilisation agricole ou industrielles, production piscicole ou production de coquillages, navigation, baignades et autres activités sportives)[3].

II.3 Traitement des eaux usées urbaines :

Un système type de traitement d'eaux usées fait appel à une série de procédés unitaires. Ces procédés se divisent en quatre catégories : les prétraitements, les traitements primaires, les traitements secondaires et les traitements tertiaires [26].

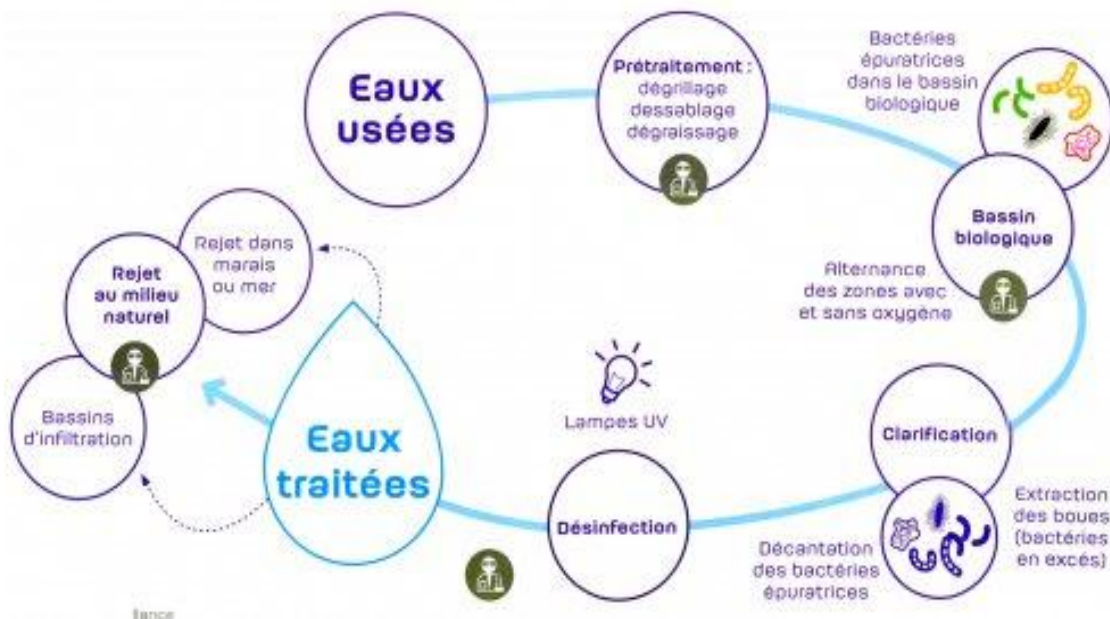


Figure II.1: Schéma d'une chaîne de traitement des eaux usées [27]

II.3.1 Prétraitement:

Tout traitement de dépollution doit comporter ce qu'il est convenu d'appeler un prétraitement qui consiste en un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne ultérieurement. Ces opérations sont : le dégrillage, le dessablage et le déshuilage [21].

❖ Le dégrillage :

L'opération de dégrillage permet de protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages au niveau de différentes unités de l'installation et d'éliminer les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs.

En fonction de l'espacement des barreaux on peut distinguer :

- ✓ Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm
- ✓ Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 45 mm
- ✓ Le dégrillage grossier : écartement de 50 à 100 mm

Les dégrillages peuvent être verticale; ou inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale [28]



Figure II.2 : Lamelles de dégrillage [29]

❖ Le dessablage :

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, les sables et les particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion et à éviter de surcharger les stades de traitements suivants.

L'écoulement de l'eau, à une vitesse réduite, dans un bassin appelé "dessableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Les sables récupérés, par aspiration, sont ensuite essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage [30].

❖ **Le dégraissage - déshuilage:**

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide, alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du traitement biologique qui intervient ensuite [31].



Figure II.3 : Dessableur-dégraisseur rectangulaire [32]

II.3.2 Traitement primaire

❖ **Décantation :**

Il s'agit le plus souvent d'une décantation qui permet d'éliminer les matières en suspension décantables en deux heures. L'utilisation de réactifs chimiques pour éliminer des particules plus fines constitue un traitement physico-chimique. Ce traitement permet donc essentiellement l'élimination de la pollution particulaire et d'une partie de la pollution

organique sous forme particulaire (de l'ordre de 65 à 80% de la DCO avec un traitement physico-chimique) [33] [55].

Les matières en suspension ont souvent une teneur en matière organique importante (de 70 à 90%) et une densité légèrement supérieure à celle de l'eau. Elles vont se décantent naturellement dans un décanteur primaire en 1 à 2 heures. L'eau ainsi clarifiée s'écoulera par débordement et les MES qui ont décanté au fond du bassin (boues primaires) seront extraites et envoyées vers les ouvrages de traitement des boues [34] [55].

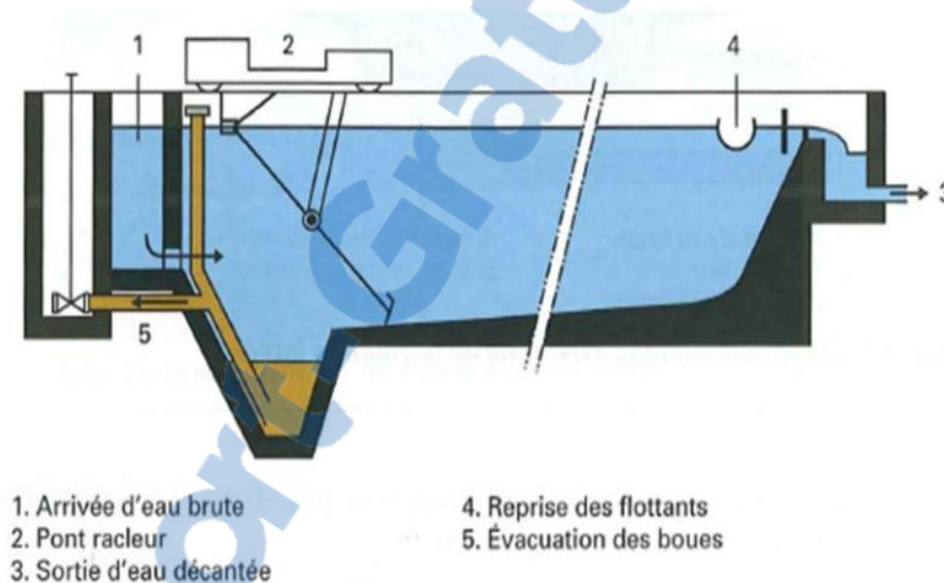


Figure II.4 : Schéma d'un décanteur rectangulaire à pont [35]

❖ Flottation :

Par opposition à la décantation, la flottation est un procédé de séparation solide-liquide ou liquide-liquide qui s'applique à des particules dont la masse volumique est inférieure à celle du liquide qui les contient. Dans les eaux à forte charge en matières organiques, les matières solides sont rassemblées à la surface par insufflation d'air, sous forme d'écume qui est ensuite retirée par raclage à la surface de l'eau. Les bulles d'air fines s'accrochent aux particules fines à éliminer [17].

II.3.3 Traitement secondaire (traitement biologique) :

Ces traitements sont biologiques et permettent d'éliminer les polluants dissous. Pour cela on utilise des populations de micro-organismes capables de les consommer. Dans les cas étudiés, le principe général est de favoriser la croissance de communautés de bactéries aérobies, c'est-à-dire qui prélève l'O₂ pour leur métabolisme [8].

On en distingue différents types :

A. Les boues activées:

Les boues activées constituent le traitement biologique aérobie le plus répandu. Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées), dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer. Dans ce bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée (liqueur mixte) ; l'aération peut se faire à partir de l'oxygène de l'eau, du gaz enrichi en oxygène, voire même d'oxygène pur, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte, afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies [36].

Dans le décanteur secondaire, la boue activée est séparée de l'eau purifiée. Une partie des boues activées séparée est réintroduite dans le bassin d'aération (boues de retour). La partie non réintroduite (boues en excès) est un résidu de ce procédé [37].



Figure II.5. Bassin d'aération (à gauche) et les décanteurs secondaires (à droite)[38].

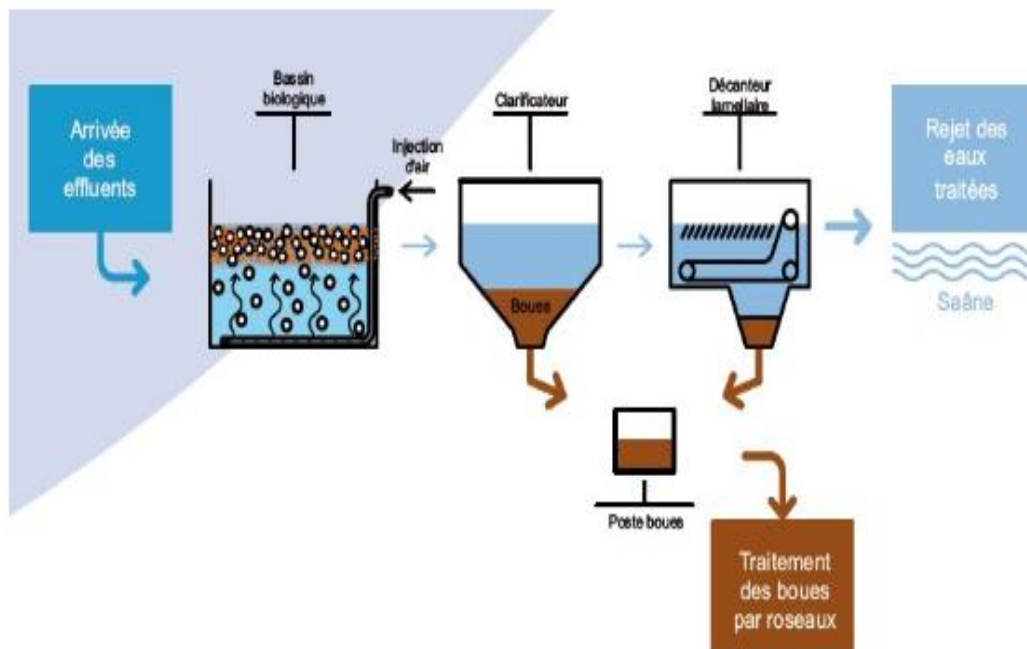


Figure II.6: Schéma de principe d'une station d'épuration par boues activées [39].

- **Quelques paramètres caractéristiques des boues activées :**

- a) **La charge massique (C_m):**

C'est le rapport de la charge en DBO_5 reçue sur la quantité de boues présente dans le bassin d'aération.

➤ $C_m = \text{nourriture/ boues} = \text{kg DBO}_5 \text{ reçue/ (kg MVS (bassin d'aération))}$

Elle caractérise l'équilibre biologique du traitement [40].

b) La charge volumique (Cv):

C'est le rapport de la charge en DBO_5 reçue sur le volume du bassin d'aération.

$C_v = \text{kg DBO}_5 \text{ reçue/m}^3 \text{ (bassin d'aération)}$

C_v permet d'estimer la capacité du bassin d'aération. Des charges massiques et volumiques faibles témoignent d'un ratio nourriture/boues favorable à une élimination poussée de la pollution carbonée et azotée [24]. On distinguera ainsi 5 classes de boues activées :

Tableau II.2 : les classes de boues activées [40]

	Cv	Cm
Aération prolongée	< 0,36	<0,1
Faible charge	0,36 à 0,7	0,1 à 0,2
Moyenne charge	0,7 à 1,7	0,2 à 0,5
Forte charge	1,7 à 3	0,5 à 1
Très forte charge	> 3	>1

c) L'Age des boues (A):

Il est lié à la quantité de boue en excès. Si la boue est trop jeune, elle sera peu oxydée et ne sédimentera pas facilement. Au contraire, si la boue est âgée, elle sédimentera trop rapidement pour assurer une bonne clarification [41].

Il correspond au rapport de la quantité de boues présentes, en kg MS., dans le bassin d'aération (S) sur la quantité de boues en excès (E) à évacuer par jour, en kg MS/j.

➤ $A = S/E = VBA \times (MS)_{BA} / QE \times (MS)_E$

- VBA : Volume du bassin d'aération (m^3)

- (MS) BA : Concentration des boues activées en kg / m^3 en MS (Matières sèches)
- QE : Débit journalier (m^3/j) d'extraction des boues
- (MS)E : Concentration des boues en excès en kg/m^3 MS

Un âge des boues élevé témoigne d'une boue bien développée, ce qui est favorable à une bonne élimination de la pollution [40].

d) Recyclage des boues:

Pour augmenter la masse de microorganismes dans le bassin d'aération, il est nécessaire d'assurer le recyclage des boues activées après leur décantation dans le clarificateur [42].

- Procédé faible charge \rightarrow Recyclage des boues: 10 à 50 %
- Procédé moyenne charge \rightarrow Recyclage des boues: 50 à 100 %
- Procédé forte charge \rightarrow Recyclage: jusqu'à 300 % [27]

e) Indice de MOLHMAN:

L'indice de Mohlman renseigne sur la qualité des boues activées. L'indice de Mohlman est le rapport entre le volume des boues en $\text{ml}\cdot\text{L}^{-1}$ sur la teneur en matières en suspension du même échantillon de boues en $\text{g}\cdot\text{L}^{-1}$. On obtient ainsi le volume occupé par 1 g de matières en suspension après 30 minutes de décantation pour les boues activées et après 2 heures pour l'effluent d'un lit bactérien. Cette valeur caractérise la capacité de décantation de boues activées [43].

En pratique, la détermination de l'indice de Mohlman revient à:

- Mesurer le volume de matières décantables (MD) en 30 minutes (boues activées) et l'exprimer en concentration volumique $\sigma(\text{MD}) = X \text{ ml}\cdot\text{L}^{-1}$
- Mesurer la teneur en matières sèches en suspension à 105 °C et l'exprimer en concentration massique $\beta(\text{MSS}) = Y \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$

L'indice est calculé sur la base de ces deux analyses : $V_m(\text{IM}) = \sigma(\text{MD}) / \beta(\text{MSS})$ en $\text{mL}\cdot\text{g}^{-1}$ [43].

Signification de l'indice :

- ✓ Si $80 < \text{IM} < 150$ ou $80 \text{ mL}\cdot\text{g}^{-1} < V_m(\text{IM}) < 150 \text{ mL}\cdot\text{g}^{-1}$: installation en bon état.

✓ Si $V_m(IM) > 80 \text{ mL} \cdot \text{g}^{-1}$:

- boues en phase de minéralisation
- phénomène physique dans le cas

a) de stations recevant des eaux d'égouts unitaires chargées de limon après de fortes pluies

b) de déphosphatation

La présence de limon fait augmenter la masse des boues d'où une décantabilité plus grande et par suite une modification du rapport poids/volume.

✓ Si $V_m(IM) > 150 \text{ mL} \cdot \text{g}^{-1}$: boues légères et filamenteuses suite à un manque d'aération [43].

▪ Avantages et inconvénient des boues activées:

Quelques avantages et inconvénients du traitement biologique par boues activées sont énumérés dans le tableau II.3.

Tableau II.3: Avantages et inconvénients du traitement biologique par boues activées [44]

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; - Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅, N par nitrification et dénitrification) ; - Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; - Boues légèrement stabilisées ; - Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement assez importants ; - Consommation énergétique importante ; - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; - Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; - Forte production de boues qu'il faut concentrer.

B. Le lagunage

L'eau décantée est dirigée vers les lagunes où a lieu le traitement biologique. Celui-ci a pour but principal l'élimination des excédents d'azote, de phosphore et de matières organiques. Le lagunage recrée le processus naturel de l'autoépuration. L'épuration par lagunage est réalisée par un équilibre biologique auquel participent des bactéries, du zooplancton, des algues et parfois des plantes aquatiques [8].

Le lagunage est un procédé d'épuration qui consiste à faire circuler des effluents dans une série de bassins pendant un temps suffisamment long pour réaliser les processus naturels de l'autoépuration. Il est pratiqué dans les régions très ensoleillées, dans des bassins de faible profondeur. Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques. Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes par les chaînes trophiques. Les substances nutritives sont apportées par l'effluent alors que les végétaux sont les producteurs du système en matière consommables et en oxygène [45].



FigureII.7 : Photo d'un bassin de lagunage [46]

1. Les différents types de lagunage

a) Le lagunage naturel

Le lagunage naturel est un procédé rustique de traitement des eaux usées domestiques. Les effluents sont dirigés dans des bassins étanches, à l'air libre. Sous l'action du soleil, les algues photo synthétisent leur matière première en fournissant de l'oxygène à la population bactérienne. La profondeur des lagunes naturelles est faible [21].

b) Le lagunage aéré

Constitué de 2 à 3 bassins avec un 1er bassin dans lequel un système d'aération électromécanique facilite le transfert de l'oxygène dans l'eau puis les autres bassins sont des lagunes de décantation : 1 pour des capacités inférieures à 1 000 EH ou 2, alimentés en alternance pour des capacités supérieures à 1 000 EH. Les performances obtenues sont légèrement supérieures à celles attendues avec un lagunage naturel [47].



FigureII.9 : Photo de bassins de lagunage aéré [48]

c) Le lagunage anaérobie:

Il n'est applicable que sur des effluents très concentrés et, le plus souvent comme prétraitement avant un étage aérobic. La couverture de ces lagunes et le traitement des gaz produits sont nécessaires vu les risques de nuisances élevés (odeurs). Les temps de séjour sont souvent supérieurs à 50 jours. Une profondeur importante (5 à 6 m) est en principe un élément favorable au processus. Dans la réalité, la classification aéré-anaérobie des lagunes n'est pas superflue, car dans les zones amont ou profondes des lagunes aérobies, on observe souvent un fort déficit en oxygène. Un curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire du fait de la production des boues [45].

● Avantages et les inconvénients

Le tableau II.4 présente les avantages et les inconvénients du lagunage naturel et celui d'aéré.

Tableau II.4: Avantages et inconvénients du lagunage naturel et lagunage aéré [49].

Lagunage	Les avantages	Les inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; -l'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; -élimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été). -faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été ; -s'adapte bien aux fortes variations de 	<ul style="list-style-type: none"> -coût d'investissement très dépendent de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; -performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique.

	<p>charge hydraulique ;</p> <p>- pas de construction 'en dur', génie civil simple :</p> <p>-bonne intégration paysagère Bon outil pour l'initiation à la nature :</p> <p>-absence de nuisance sonore ;</p> <p>-les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin.</p>	<p>-qualité du rejet variable selon les saisons</p> <p>-la maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires reste limitée.</p>
Lagunage aéré	<p>-tolérant aux variantes de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ;</p> <p>-tolérant aux effluents très concentrés ;</p> <p>-tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments</p> <p>-boues stabilisées.</p>	<p>-rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;</p> <p>-présence de matériels électromécaniques nécessitent l'entretien par un agent spécialisé.</p> <p>-forte consommation énergétique.</p>

e) Le bassin à microphyte

Dans ce bassin, on y trouve les bactéries et les algues microscopiques. La minéralisation de la matière organique soluble en suspension est assurée par les bactéries qui la transforment en eau, gaz carbonique, nitrates et phosphates. Ces composés vont être assimilés par les algues qui grâce à la lumière du soleil vont effectuer la photosynthèse pour assurer leur métabolisme et libérer de l'oxygène pour la vie des bactéries. Cette photosynthèse aboutit à la production de biomasse dans laquelle sont captés les composés organiques et les minéraux qui sont en excès dans l'eau. L'eau est ainsi épurée. Les eaux restent environ 50 jours dans ce bassin. Pour que le bassin soit efficace, il faut que les surfaces soient larges et peu profondes [52].

f) Le bassin à macrophyte

Il est caractérisé par la présence de plantes visibles à l'oeil nu. Il est constitué de plantes immergées ou émergées, enracinées ou non telles que les roseaux, les massettes, les joncs, les scirpes, les laïches, les lentilles d'eau ou les jacinthes d'eau... Les bassins sont alors généralement de plus faible surface et moins profond (0,6 à 0,8 m) où la charge polluante est plus faible [50].

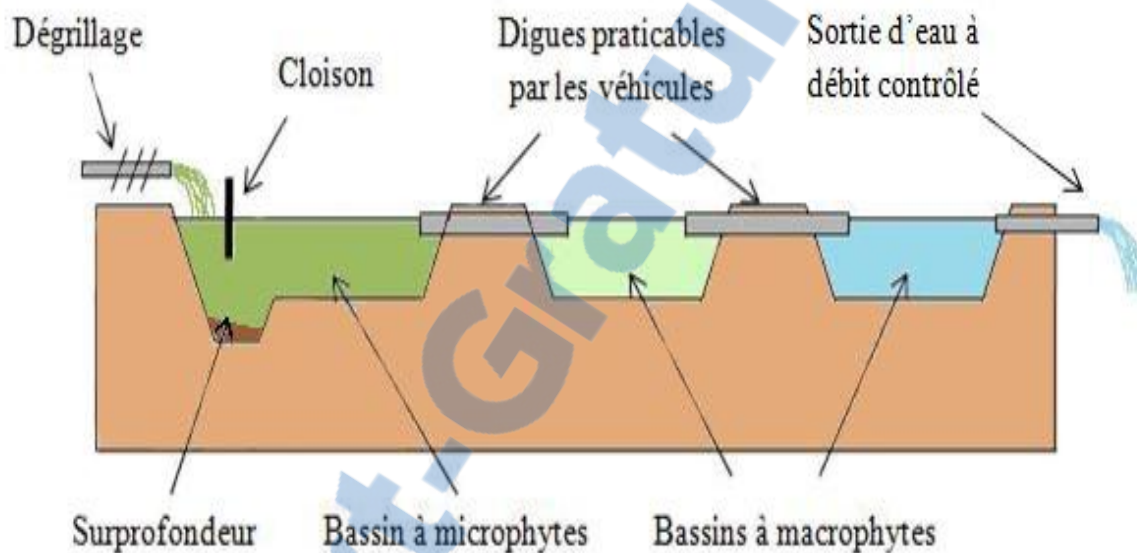


Figure II.10 : schéma du lagunage à macrophytes et microphytes [51]

2. Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré

Une Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré est donné dans le tableau II.5.

Tableau II.5: Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré [1]

<i>Temps de séjour</i>	<i>Superficie</i>	<i>Consommation d'énergie</i>
Le temps de séjour dans le lagunage naturel est très	La superficie nécessaire dans le lagunage naturel	Il n'y a pas de consommation d'énergie pour le lagunage

élevé (peut aller jusqu'à 50 jours) par rapport au lagunage aéré (quelques jours).	est très importante par rapport au lagunage aéré.	naturel, par contre dans les lagunages aérés une consommation d'énergie pour l'aération est obligatoire.
--	---	--

II.3.4 Traitement tertiaire :

Les traitements tertiaires permettent donc d'éliminer les substances non voulues pour répondre à un objectif de qualité prédéfini. Par exemple, lors d'une réutilisation en irrigation maraîchère (production de fruits et légumes sans traitement thermique industriel) il faut éliminer en priorité les pathogènes et garder des éléments nutritifs, alors que lors d'une réutilisation en milieu urbain ou pour une recharge de nappe, l'azote et le phosphore doivent être éliminés afin d'éviter tout risque d'eutrophisation. Dans la plupart des cas, la qualité d'eau requise pour une réutilisation des eaux usées traitées [50].

A l'issue des procédés décrits précédemment, les eaux sont normalement rejetées dans le milieu naturel. Dans le cadre d'une réutilisation des eaux usées épurées (REUE), les eaux usées nécessitent des traitements supplémentaires, essentiellement pour éliminer les microorganismes qui pourraient poser des problèmes sanitaires. Ce ne sont pas des traitements d'épuration « classiques » (mis à part le lagunage); par contre ils sont fréquemment utilisés dans les usines de production d'eau potable

Les traitements tertiaires comprennent les procédés destinés à enlever les matières résiduelles non extraites lors des traitements précédents. Les principaux traitements tertiaires sont la déphosphatation chimique, la filtration et la désinfection [26]

A. Traitement bactériologique par rayonnement UV :

La désinfection aux ultraviolets tend à se développer de façon plus intense car elle présente un certain nombre d'avantages comme des temps de contacts très courts, pas d'utilisation de produits chimiques, une bonne efficacité sur les bactéries et sur les virus. Le

principe d'action des UV repose sur le fait que les rayons ultraviolets sont des ondes électromagnétiques qui correspondent à une gamme de longueur d'onde comprise entre 100 et 400 nm. L'absorption de ces rayons par les micro-organismes provoque une modification de leur ADN qui bloque toute réplication du matériel génétique et engendre leur mort. Il existe des lampes basse pression qui émettent des UV sur la longueur d'onde de 254 nm. Elles ont un rendement énergétique optimal (27 à 32 %), mais sont mal adaptées aux gros débits (grand nombre de lampes, nettoyage manuel...) ou à une dégradation de la qualité de l'eau brute [8].

B. Traitement par voie physico-chimique :

Le traitement tertiaire inclut un ou plusieurs des processus suivants:

- * Désinfection par le chlore ou l'ozone (pour éliminer les germes pathogènes).
- * Neutralisation des métaux en solution dans l'eau : en faisant varier le pH de l'eau dans certaines plages, on obtient une décantation de ces polluants [53].

C. Traitement des odeurs :

Les eaux usées, chargées en matières organiques particulières et dissoutes, en composés azotés et phosphorés, peuvent dégager des odeurs désagréables suivant un processus biologique bien connu qui se déclenche en milieu réducteur. Par ailleurs, certains rejets industriels contiennent des composés très volatils utilisés dans les procédés de fabrication comme des sulfures, des aldéhydes, des alcools ou encore de l'ammoniaque. Les principaux composés odorants rencontrés dans les stations d'épuration font partie essentiellement des familles des produits soufrés et azotés, ainsi que des composés organiques tels les acides gras volatils [21].

II.4 Conclusion

Les eaux usées sont toutes les eaux qui sont de nature à contaminer les milieux dans lesquelles elles seront déversées. C'est pourquoi, dans un souci de respect de ces différents

milieux, des traitements sont réalisés sur ces effluents (collectés par le réseau d'assainissement). Ces derniers sont débarrassés de leurs plus grands déchets, au cours des prétraitements, jusqu'aux infimes polluants, au cours des traitements tertiaires. Les traitements secondaires biologiques, boues activées, lagunage naturel et aéré sont les traitements les plus fréquemment utilisés en Algérie.

Le recours aux traitements tertiaires reste minoritaire et réservé aux traitements poussés des effluents, du fait qu'il présente de nombreux inconvénient, à savoir :

- ✓ Des coûts d'investissement importants ;
- ✓ Les ultraviolets (UV) ne sont applicables que pour de faibles quantités d'eau ;
- ✓ La sur chloration peut s'avérer cancérigène.

Enfin, le lagunage naturel est un mode épuratoire écologique, rustique et peu onéreux du fait de son fonctionnement non mécanisé, qui donne des résultats satisfaisants et qui s'avère adapté pour la réutilisation des eaux épurées [54].

CHAPITRE III

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE III: PRESENTATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1 Introduction

Le présent de chapitre a pour objet de récapituler l'ensemble des données de bases nécessaires à l'élaboration de l'étude de système d'épuration conformément au contrat de base pour les analyser en vue d'en ressortir l'incidence potentielle directe ou indirecte sur le projet de la station d'épuration.

Ce chapitre traitera l'étude concernant les commune de NEDROMA, DJEBALA, GHAZAOUET, SOUAHLIA, DAR YAGHMORACEN et TIENET et s'articulera autour de cinq phases suivantes :

- ☞ Etudes socio-économiques et démographiques ;
- ☞ Situation générale sur l'assainissement et état des lieux ;
- ☞ Choix du site de la station d'épuration ;
- ☞ Données climatologiques ;
- ☞ Ritualisation des eaux usées pour l'irrigation ;

III.2 Etudes socio-économiques et démographiques

A. Situation géographique de la zone d'étude

La zone d'étude est située au Nord-Ouest de la Wilaya de Tlemcen et s'étend sur deux daïras de cette Wilaya suivant les termes contractuels :

- **La daïra de Nedroma** qui comprend deux (2) communes :

La commune de Nedroma (chef-lieu de Daïra) ;

La commune de Djebala.

- **La Daïra de Ghazaouet** qui comprend quatre communes :

La commune de Ghazaouet (chef-lieu de Daïra) ;

La commune de Souahlia ;

La Commune de Tienet ;

La commune de Dar Yaghmoracen.

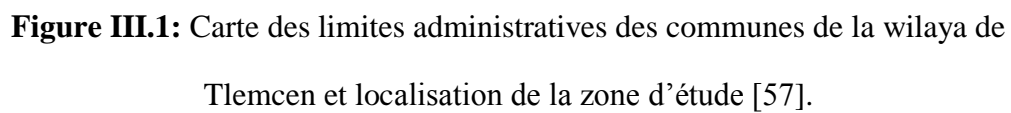




Figure III.1: Carte des limites administratives des communes concernées par la zone d'étude [57].

B. Situation démographique

Le tableau III.1 présente des données sur la population résidente/commune en l'an 2008.

Tableau III.1 : Population résidente selon la commune de résidence et le taux d'accroissement annuel moyen (2008) (RGPH2008)[66].

Communes	Population (RGPH 2008)	Taux d'accroissement (RGPH 2008)
Nedroma	32498	0.4%
Djebala	8369	-0.9%
Ghazaouet	33774	0.2%
Souahlia	22245	0.7%
Tienet	4493	-0.4%
Dar yaghmoracen	6331	0.1%
Total	107710	

Le nombre total d'habitant estimé selon le dernier recensement effectué par l'office national des statistiques (ONS, RGPH 2008) est de 107710 habitants sur le groupement de la zone d'étude.

En raison des taux d'accroissements très faibles, et par souci d'éviter le sous dimensionnements, nous prenons le taux d'accroissement de la wilaya de Tlemcen qui est de 1.2% comme valeur du taux d'accroissement pour la commune de Nedroma, 1,7% pour la commune de Ghazaouet [66].

❖ Estimation de la population à différents horizons :

Afin d'estimer l'évolution de la population à long terme, nous appliquerons la formule de TABASSARAN qui suit :

$$P_t = P_0 [1 + t/100]^n$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon, P_0 : Nombre d'habitants de l'année de référence

n : L'écart entre l'année de référence et l'horizon

t : Taux d'accroissement démographique l'horizon d'étude

Les données recueillies :

- Population de référence RGPH 2008 ;
- Le taux d'accroissement 1.2% pour la commune de Nedroma et 1.7% pour la commune de Ghazaouet ;
- L'horizon d'études: 2040.

Tableau III.2 : Evolution du nombre d'habitants à différents termes de la zone d'étude [57].

Horizon	2008	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Nedroma	32498	36181	37499	39804	42250	44847	47603

Djebala	8369	9317	09657	10250	10880	11549	12259
Ghazaouet	33774	39307	41346	44982	48938	53241	57923
Souahlia	22245	25889	27232	29627	32232	35067	38151
Tienet	4496	5233	5504	05988	06515	07087	07711
Dar Yaghmoracen	6331	7368	7750	08432	09173	09980	10858
Population totale (hab)	107713	123295	128989	139083	149988	161772	174505

Exemple de calcul

Evolution du nombre d'habitant de Nedroma à l'horizon 2040:

$$P_{2040} = 32498 \left[1 + \frac{1.2}{100} \right]^{(2040 - 2008)} = 47603 \text{ habitants}$$

C. Activités socio-économiques

1. Activités agricoles :

A caractère majoritairement rural, l'agriculture est l'activité la plus réponde dans les communes du groupement, avec une superficie agricole utile(ASU) de plus de 20 000 ha, qui représente plus de 70% de la superficie totale de la zone d'étude [57].

2. Activités industrielles

2.1 Activité industrielles des communes de Nedroma

Appart quelques unités de production artisanale et/ou semi industrielles liée au textile ou à l'ébénisterie, l'activité industrielle est relativement faible ou inexistante. Ce domaine d'activité est sans grande conséquence sur la nature des eaux usées rejetées [57].

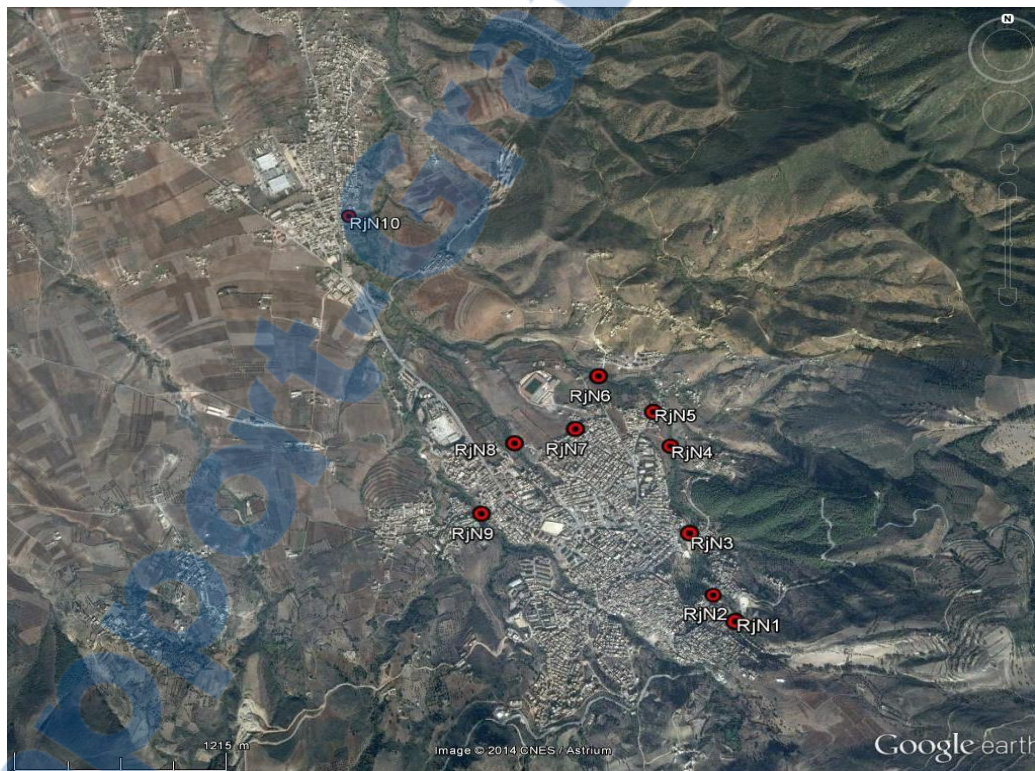
2.2 Activité industrielles des communes de Ghazaouet

Les activités industrielles les plus importantes dans le groupement sont les unités de ALZINC et de la céramique sanitaire localisés dans la commune de Ghazaouet [57].

III.3 Situation générale sur l'assainissement et état des lieux

▪ La commune de Nedroma :

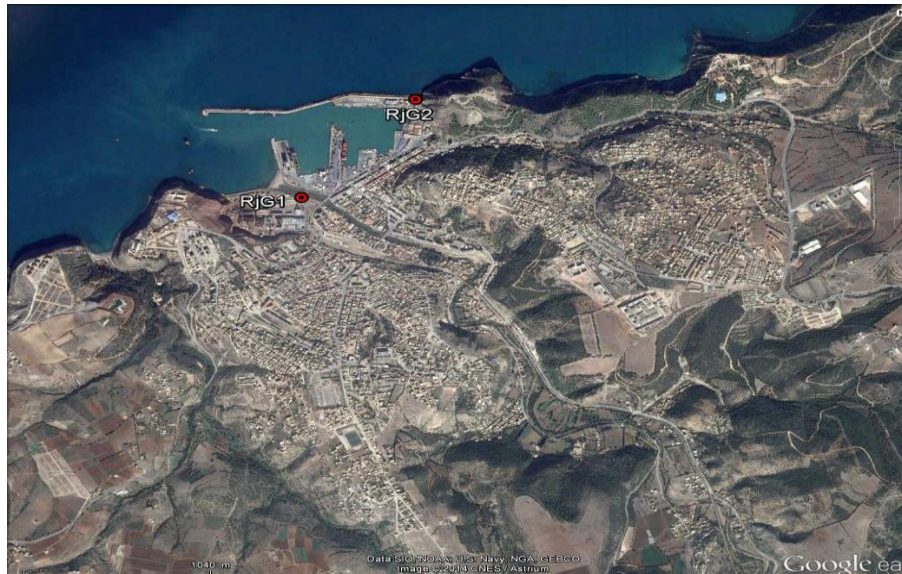
En raison de la nature accidentée du terrain de la commune de Nedroma, et la proximité des zones habitées par rapport au différents Oueds et Chaabas qui couvre son bassin versent, Nedroma compte une multitude de points de rejets des eaux usées éparpillés, et malgré la présence d'un réseau d'assainissement de type unitaire, certains de ces rejets sont sauvages et sans raccordement au réseau [57].



Carte III.1: Image satellitaire de Nedroma et localisation des points de rejet [57].

La commune de Ghazaouet :

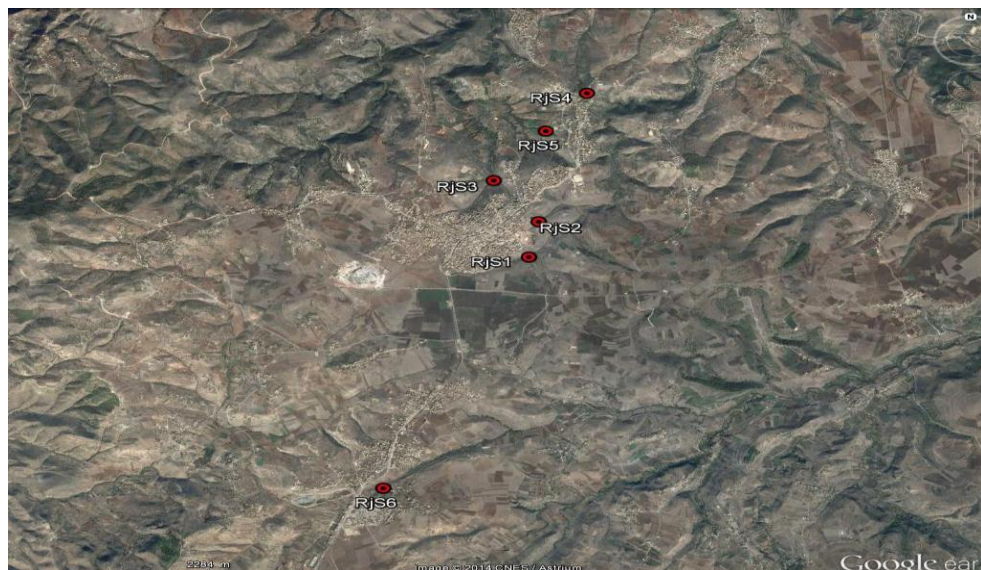
La commune de Ghazaouet est couverte par un réseau d'assainissement dans sa majorité de type unitaire dans un état moyen et bon selon l'âge des réseaux. Le taux de raccordement de la commune en assainissement normalisé dépasse les 90% [57].



Carte III.2: Image satellitaire de Ghazaouet et localisation des points de rejet [57].

▪ **La commune de Souahlia :**

La commune de Souahlia est couverte par un réseau d'assainissement de type unitaire dans un état moyen et bon selon l'âge des réseaux. Les zones éparses (rurales), principalement Taouili, Nakhla, Sidi Brahim, Ouled Abdellah, Ouled Hammou, Ouled Salah et Bkhata, ne disposent pas de réseaux d'assainissement normalisés et sont assainis par le système traditionnel de fausses septiques. Le taux de raccordement de la commune en assainissement normalisé dépasse les 75% [57].



Carte III.3: Image satellitaire de Souahlia et localisation des points de rejet [57].

III.4 Implantation de station d'épuration :

Une station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

A cet égard, quelques règles doivent être rappelées :

- Eloignement des habitations. Dans la pratique, et pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200m en tenant compte de la dominance des vents (si possible) ;
- Zone non inondable. Le cas contraire, cela entraînera parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes ; sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau ;
- S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté ;
- Réaliser des études géotechnique (vérification de l'imperméabilité par exemple pour un lagunage). La portance du sol (tenue des ouvrages et des canalisations de liaison) et les qualités de sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil ;
- Grande superficie de l'assiette. Possibilité d'une extension future de la STEP ;
- Présence d'un exutoire pour les rejets des eaux épurées ;
- Prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur.

III.5 Choix du site de la station d'épuration

Pour les principales agglomérations de la zone d'étude (Nedroma, Ghazaouet et Tounane), nous allons examiner deux variantes pour la collecte et le traitement des eaux usées :

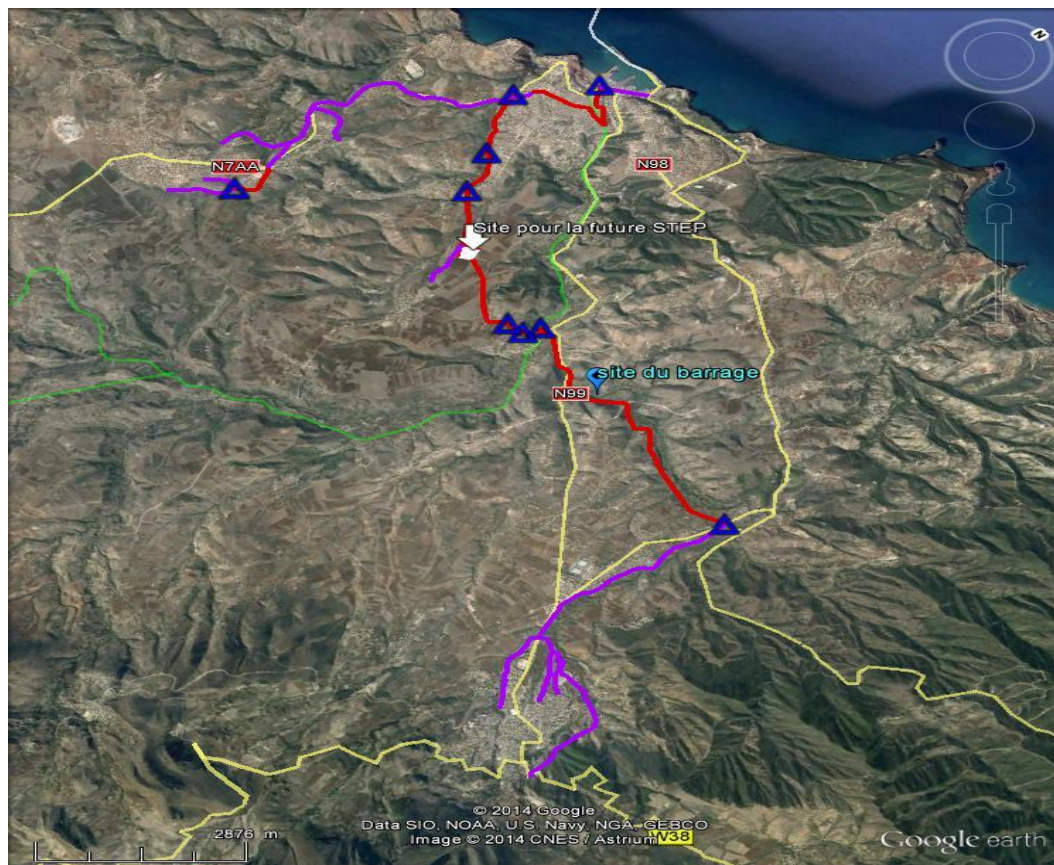
- 1^{ère} Variante → Une seule STEP pour les 02 localités;
- 2^{ème} Variante → Deux (02) STEP indépendantes

Pour les autres agglomérations nous proposerons des systèmes adaptés localement.

1^{ère} Variante: Une seule STEP

Afin de raccorder et de traiter les eaux usées des communes de Nedroma et Ghazaouet en partant des rejets pris en considération, le BET propose dans cette variante l'implantation d'une seule STEP, à boues activées (variante la plus adéquate), avec un système de collecteurs amenant les eaux usées vers la station d'épuration.

Le site choisi pour la future STEP se trouve dans une zone médiane entre les deux localités principales, sur les plaines de Tienet. Il présente une superficie suffisante pour recueillir une STEP assez importante pour traiter les eaux de 4 communes (sur les 6 de la zone d'étude). Un tel système nécessite la pose d'un linéaire de conduites estimé à 39 Km, dont 16 km en charge (par refoulement), nécessitant la réalisation d'un total de 09 stations de relevage accompagnées de tous les équipements nécessaires (déversoirs d'orages, systèmes anti bélier...etc.). Ceci est justifié par la nature très accidentée du terrain dans la zone d'étude.



Carte III.4 : Image satellitaire de la zone d'étude avec présentation de la variante 1 [56].

Tableau III.3: Avantages et inconvénients de la 1^{ère} variante : **1 seul STEP**

(Nedroma + Ghazaouet et Tounane)

Variante	Avantages	Inconvénients
1^{ère} Variante	<ul style="list-style-type: none"> – Emprise au sol réduite ; – Réduction des contraintes liées à l'implantation des STEP 	<ul style="list-style-type: none"> - Linéaire en charge plus important de 09 km ; - Augmentation du nombre de stations refoulement ; - Augmentation des ouvrages annexes ; - Augmentation des contraintes de pose et des risques liés au transport des eaux usées en charge. - Gestion de réseau étendu et complexe.

2^{ème} Variante : Deux (02) STEP

Dans cette variante, on a proposé l'implantation de deux STEP, l'une pour la commune de Nedroma et l'autre pour la commune de Ghazaouet et Tounane.

Cette variante nécessite la pose d'un linéaire de conduites estimé à 9 Km, dont la moitié en charge, nécessitant la réalisation d'un total de **3 stations de relevage** accompagnées de tous les équipements nécessaires (déversoirs d'orages, systèmes anti bélier...etc.)

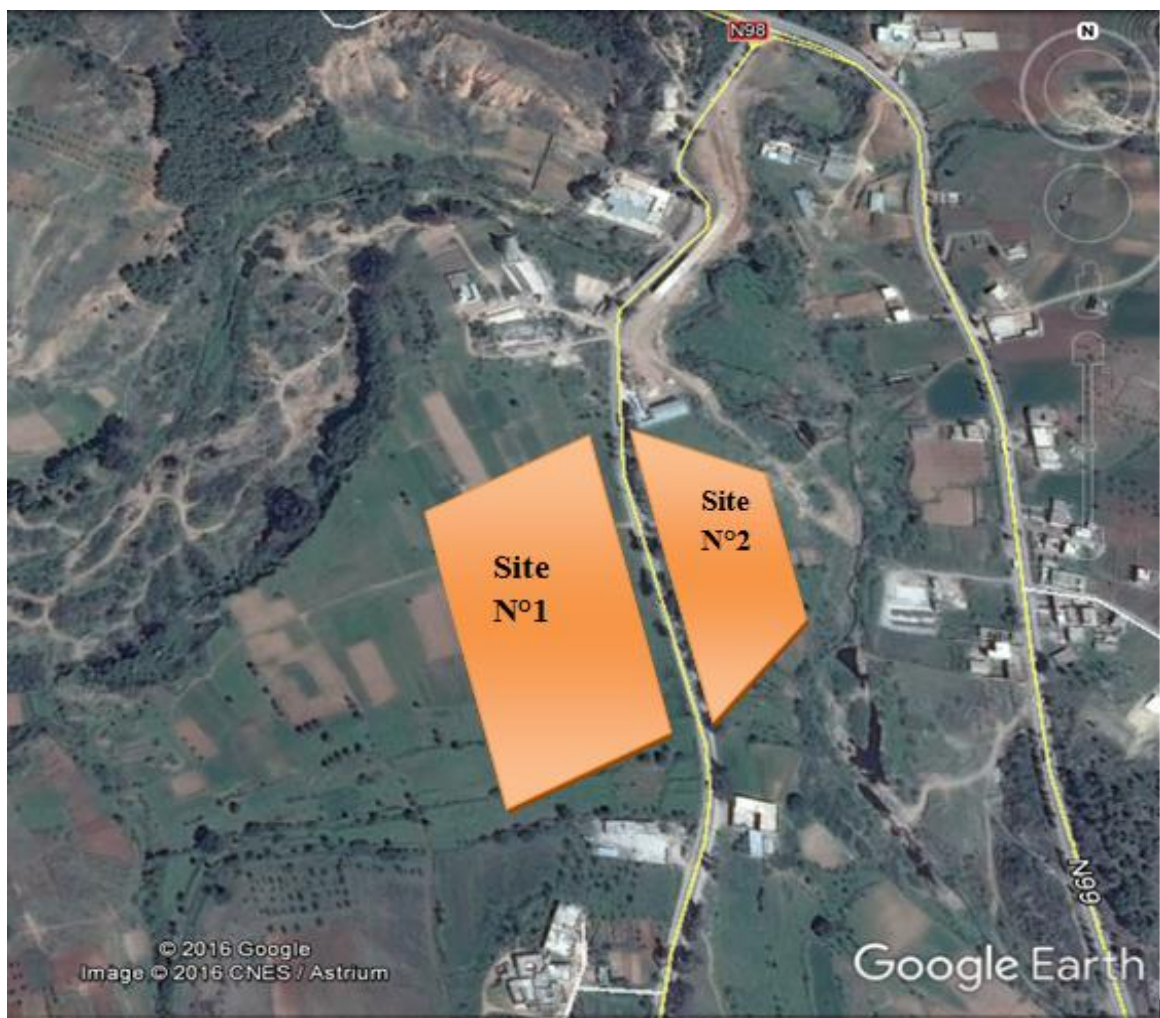
➤ Les choix des sites proposés pour les STEP des deux variantes ont été principalement orientés par la disponibilité de terrain relativement plat et suffisamment éloigné des habitations, afin d'éviter les nuisances dues à l'exploitation des stations.

➤ En assainissement, il est déconseillé de mettre en place des stations de relevage de plus de 60 m de HMT, pour relever sur des hauteurs supérieures il est nécessaire de réaliser plusieurs STR en série.

A. Sites proposés pour la future STEP pour la ville de Nedroma :

La STEP de Nedroma traitera les eaux usées de la ville de Nedroma et l'agglomération de khoriba, cette dernière est située en aval de la ville chef lieu Nedroma.

- Le site N°1 est un terrain agricole privé, plat et très favorable pour accueillir la future STEP de Nedroma ;
- Le site N°2 est un terrain non agricole propriété de l'état, accidentée et a proximité d'Oued Tlata .

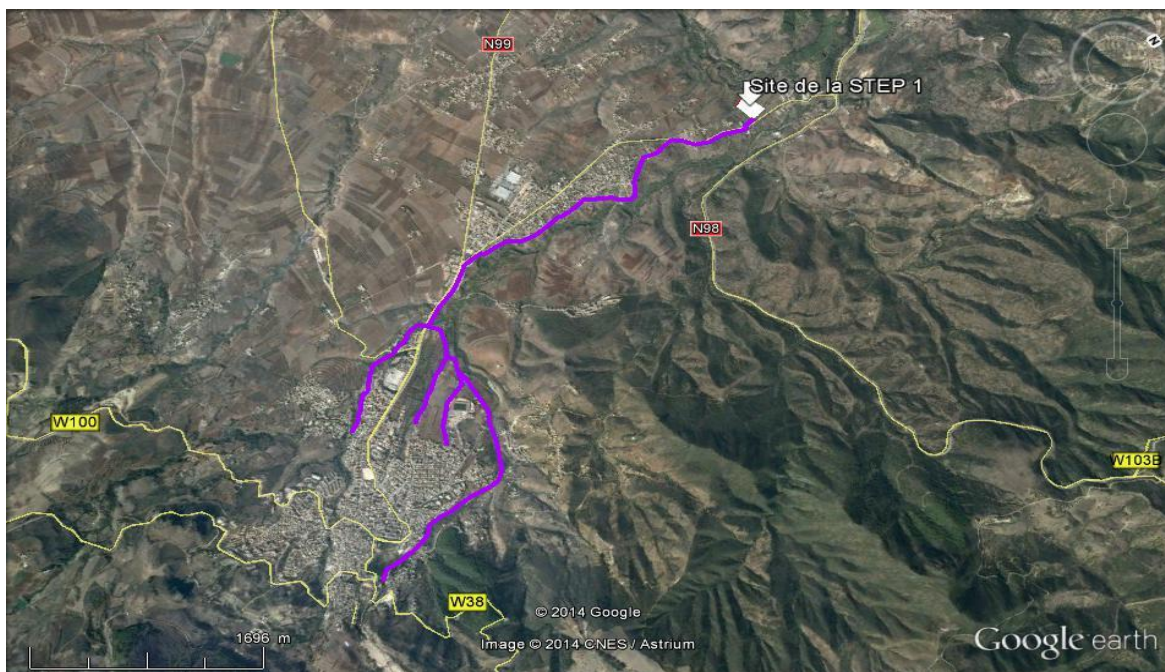


CarteIII.5 : Image satellitaire de la partie de Nedroma de la variante [56].

❖ Avantages et inconvénients des sites de la variante

Tableau III.4: Avantage et inconvénients des sites de la variante.

	Avantages	inconvénients
Site N°1	<ul style="list-style-type: none"> -Terrain plat non accidenté ; -Le site est adéquat pour une station d'épuration par boue activée ; -Terrain accessible (à proximité de la route CW102) ; 	<ul style="list-style-type: none"> -Terrain à vocation agricole et propriété privé.
Site N°2	<ul style="list-style-type: none"> -Terrain propriété de l'état non agricole 	<ul style="list-style-type: none"> -A proximité de l'Oued ; -Potentiellement inondable ; -Terrain présentant des dénivelés plus ou moins accidentés.

**Carte III.6:** localisation des rejets et de la future STEP de Nedroma [56].

B. Sites proposés pour la future STEP pour la ville de Ghazaouet et Tounane :

La future STEP de Ghazaouet traitera les eaux usées de la ville de Ghazaouet et la ville Toounane (Souahlia), cette dernière est située en aval de la ville chef lieu Ghazaouet. Cette variante nécessite la pose d'un linéaire de conduites estimé à 9 Km, dont la moitié en charge, nécessitant la réalisation d'un total de 3 stations de relevage accompagnées de tous les équipements nécessaires (déversoirs d'orages, systèmes anti béliet...etc.).

Le site proposé pour la future STEP se trouve sur un terrain en surplombant l'Oued Abdallah.



Carte III.7 : localisation de la future STEP de Ghazaouet [56].

Tableau III.5 : Avantages et inconvénients de la 2^{ème} variante : 02 STEP.

Variante	Avantages	Inconvénients
2^{ème} Variante	<ul style="list-style-type: none"> – Linéaire en charge moins important : – Réduction du nombre de stations de refoulement. – Diminution des contraintes de pose ; – Diminution des ouvrages annexes ; – Diminution des risques liés au transport des eaux usées en charge ; – Gestion simplifiée du réseau ; 	<ul style="list-style-type: none"> – Augmentation de l'emprise au sol ; – Augmentation des contraintes d'implantation des STEP;

III.6 Caractéristique hydro climatiques

Le climat de la zone d'étude, de type méditerranéen, oscille entre le semi-aride et le subhumide, chaud et sec en été, relativement doux en hiver [57].

A. Pluviométrie :

Partant des relevés pluviométriques ainsi déterminés sur la carte de référence (ANRH 1922-1960 et 1969-2003), il a été possible de procéder à l'évaluation des valeurs interannuelles mensuelles et annuelles de la région projetée, en étendant la période standard à près de 57 années (1950-2010). Ce type d'estimation semble être cohérent avec cette carte standard où les effets variationnels du climat à l'échelle régionale ont tendance à réduire les écarts types des phénomènes locaux sur ces paramètres interannuels qui sont présumés constituer des indices stables représentatifs des différents climats régionaux. Cependant, compte tenu des fluctuations pluviométriques irrégulières, subies particulièrement à l'ouest du pays, les valeurs interannuelles mensuelles ne suivent pas légèrement la même logique de répartition pour les deux périodes d'observation, comme c'est le cas de quelques stations

côtières, notamment, en raison des perturbations climatiques évolutives traduites par le décalage saisonnier, en cette période de la dernière sécheresse [57].

Tableau III.6: Station pluviométrique exploitée dans l'étude.

Station	Symb	Code	X	Y
GHAZAOUET	Gh	040101	88.65	205.30

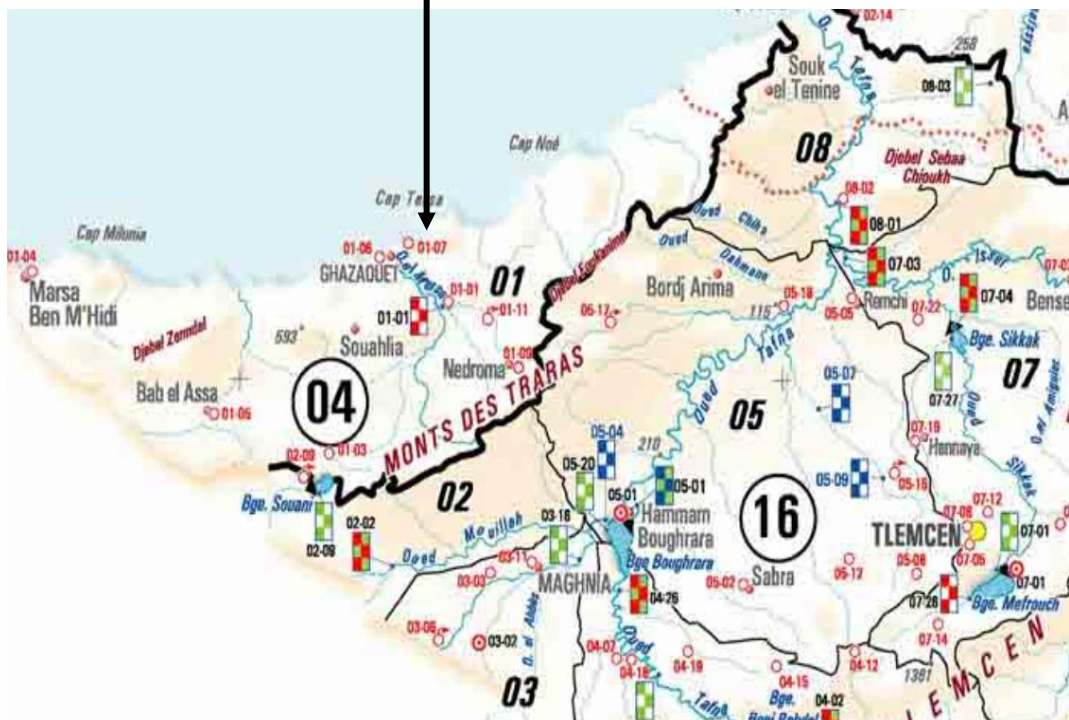


Tableau III.7: Répartition mensuelle de la pluviométrie dans la station de Ghazaouet

(Période 1950-2007)[57].

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	Année
P (mm)	16,8 0	31,7 1	54,8 9	49,2 8	43,8 9	53,4	54,0 3	39,3 6	26,8 9	5,67	0,94	4,19	362,65
En %	4,63	8,74	15,1 4	13,5 9	12,1 0	14,7 3	14,9 0	10,8 5	7,41	1,56	0,26	1,16	100,00

L'équation de droite des pluies maximales quotidiennes annuelles, donnée en fonction des deux paramètres statistiques qui sont la moyenne et l'écart type, s'exprime pour la station de Zaouiet Sidi ben Amar dans les Monts des dont la période est suffisamment longue (1950-2010) pour mieux traiter ces distributions :

$$\text{Galton : } \log P_{j\max} = 0,1940 * U + 1,6917$$

Tableau III.8: Les résultats des estimations statistiques des pluies maximales journalières [57].

Période de retour (ans)	Fréquence	U. Gumbel	P _j Max
2	0,5	0,367	49
5	0,8	1,500	72
10	0,9	2,250	87
20	0,95	2,970	103
50	0,98	3,902	123
100	0,99	4,600	137
1000	0,999	6,907	197

B. Intensités pluviales:

Afin d'étudier le caractère intensif des précipitations dans le bassin, il est nécessaire de formuler à partir du paramètre pluviométrique journalier, une expression mathématique déterminant les intensités de courtes durées significatives. Pour cela, on dispose d'un fichier d'observation standard, relevant les pluies quotidiennes maximales annuelles dont il est possible d'extrapoler, d'une zone à l'autre en utilisant des méthodes statistiques appropriées.

Ainsi, la quantité de pluie tombée, en une durée d'intensité donnée, est admise si on la lie à la pluie maximale journalière par la formule décrite par Montana, et corrigée statiquement selon les coefficients climatiques adéquats. Compte tenu des études réalisées dans la région proche de notre région, les intensités-durées-fréquences (IDF) sont déterminées par la formule régionale élaborée pour les zones des côtiers, et affinée notamment en fonction du relief subtellien. Cette formule, déduite des traitements statistiques des averses de longues périodes d'observation pour la station de Zaouiet Sidi Benamar aux Monts des Traras (1950-2010) [66], se définit en relation avec les pluies maximales quotidiennes fréquentielles déterminées, et ce, par l'expression :

$$P(t) = a * P_{jmax} * t^b$$

Où a et b : Coefficients climatiques ajustés convenablement au bassin projeté, a : lié

à la zone géographique,

P_{jmax} : Pluie de 24h pour une fréquence donnée,

$P(t)$: Pluie de durée t pour la même fréquence.

$$P(t) = 0,255 * P_{jmax} * t^{0,415}$$

Tableau III.9: Résultats des Intensités, durées, Fréquences en mm de durée T en mn

Station Zaouiet Sidi Benamar [57].

Temps de retour	2	5	10	20	50	100	1000		
P_{jmax}	49	72	87	103	123	137	197		
Intensités de courtes durées T mm								T(mn)	Tc (h)
$p(t) = 0,225 * P_{jmx} * t^{0,415}$ Intensités en mm Pour une durée T	3,9	5,8	7,0	8,3	9,9	11,0	15,8	5	0.08
	5,2	7,7	9,3	11,0	13,2	14,7	21,1	10	0.17
	6,2	9,1	11,0	13,0	15,6	17,3	24,9	15	0.25
	7,0	10,3	12,4	14,7	17,5	19,5	28,1	20	0.33
	8,3	12,2	14,7	17,4	20,8	23,1	33,2	30	0.5
	9,8	14,4	17,4	20,6	24,6	27,4	39,3	45	0.75
	11,0	16,2	19,6	23,2	27,7	30,8	44,3	60	1
	13,0	19,2	23,2	27,4	32,7	36,5	52,4	90	1.5
	14,7	21,6	26,1	30,9	36,9	41,1	59,1	120	2
	16,1	23,7	28,6	33,9	40,5	45,1	64,8	150	2.5
	17,4	25,6	30,9	36,6	43,7	48,6	69,9	180	3
	19,6	28,8	34,8	41,2	49,2	54,8	78,8	240	4
	23,2	34,1	41,2	48,7	58,2	64,8	93,2	360	6
	27,4	40,3	48,7	57,7	68,9	76,7	110,3	540	9
	30,9	45,4	54,9	65,0	77,6	86,4	124,3	720	12
	41,2	60,6	73,2	86,7	103,5	115,3	165,7	1440	24

C. Température:

Dans la région côtière définie par les bassins versants étudiés, exposés au vent des masses d'air atlantiques ou méditerranéennes plus ou moins homogènes en terme de température, le régime thermique est d'autant régularisé par les étendues marines que par les continents à l'intérieur du bassin. Cependant, ce qui semble intéressant d'étudier repose sur les variations de ce paramètre à l'échelle de la journée comme à l'échelle de la saison ou de l'année hydrologique, en tenant compte notamment des caractéristiques physiques que requièrent le bassin de par ses spécificités géographiques tant dans ses parties nord dans la plaine jusqu'au littoral que dans celles du sud en montagne où le relief domine. La température moyenne de la ville de GHAZAOUET annuelle est égale à 15,1° C (17,75° C sur les dernières années). Les mois les plus chauds sont les mois d'été (juin, juillet, août) et octobre durant lesquels les températures moyennes dépassent les 19° C.

Pour le reste des mois de l'année, les moyennes de température ne descendent pas au-dessous de 10 – 12° C, le mois de Février étant le plus froid [57].

D. L'humidité :

Il est à rappeler que l'humidité est en réalité mesurée en fonction de la température de l'air sec conjointement avec celle fournie par le thermomètre mouillé (psychromètre) dont la valeur n'est par obtenue sans difficulté de dépouillement [57].

Le tableau suivant donne la répartition de la moyenne mensuelle de l'humidité exprimée en mm (valeurs de tension de vapeur).

Tableau III.10: Moyennes mensuelles des humidités absolues (mm de mercure)[57].

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Ma	Avril	Mai	Jui	Juil	Août	Année
Humidité	15,4	15,2	10	8,7	8	7,6	9	9,9	11,1	13,3	16,4	17,8	11,8

Le minimum annuel de la tension de vapeur ou de l'humidité absolue est enregistré en janvier et février. En été, la tension de vapeur atteint des valeurs élevées, avec un maximum en août.

E. Le vent

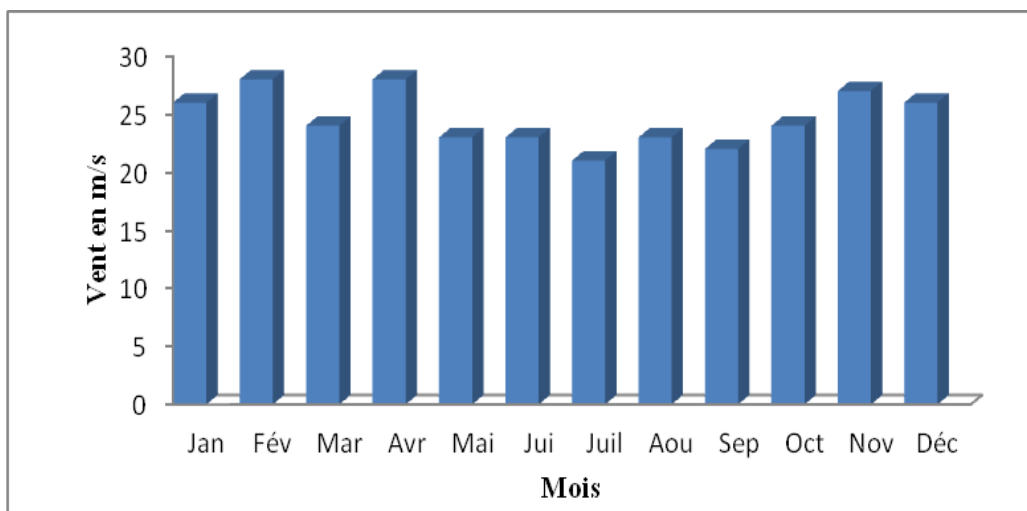
Les données de la station météo logique de Ghazaouet indiquent pour une année moyenne une dominance des vents de mer, en provenance soit du Nord-Est (35%) ou du nord-Ouest (36%). Les vents du sud aussi importants avec des fréquences variables (en moyenne 29%). Notant que des changements de directions des vents sont observés au cours de la même journée.

La vitesse moyenne du vent Est de 20Km/h (5,6 m/s).les vents du nord provoquent souvent des violentes tempêtes parfois effroyable.

La zone d'étude reçoit rarement les vents brulants (Siroco), soit en moyenne une fois par an ave des durées assez courtes, ce qui explique l'intérêt de la barrière nature que présente les Monts des traras culminants à Djebel Fillaoucène (1136 m) [57].

Tableau III.11: Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1991-1998)[57].

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	année
Vitesse	26	28	24	28	23	23	21	23	22	24	27	26	25
Moyenne (m/s)													



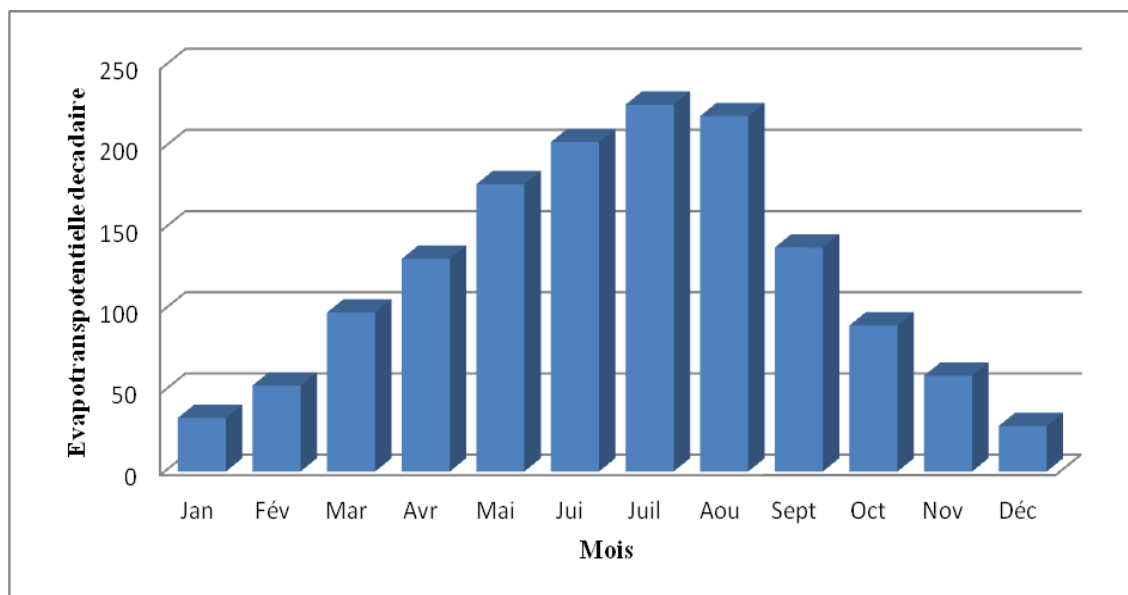
Graph III.1 : Répartition de la vitesse moyenne mensuelle du vent.

F. Evapotranspiration potentielle

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant[57].

Tableau.III.12 : L'évapotranspiration potentielle (mm) (1991-1998)[57].

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
E.T.P	33	53	98	131	177	203	226	219	138	90	59	28	1455



Graph III.2 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration Potentielle.

G. Topographie et relief

L'espace communal est représenté par deux types de relief bien identifiés, à savoir la zone de plaine et la zone de montagne.

La zone de plaine alluviale s'identifie clairement le long des oueds. Cette plaine est traversée par plusieurs cours d'eau dont les plus importants sont oued Tleta et El Kouira servant de limite avec la commune de Dar Yamogharrassane, et qui sont tous deux orientés dans

le sens d'écoulement Sud – Nord. Ces cours d'eaux prennent naissance à partir du Djebel Fellaoucène [57].

La topographie régionale pour les deux STEP est caractérisée par un terrain convexo-concave en pente permanente jusqu'à la mer. Les périmètres de Nedroma et de Ghazaouet sont généralement se trouvent le long des oueds surtout la vallée d'Oued Tlata. La majorité des terres agricole sont situées en pente variant entre 10 à 15% sauf la plaine de tounane ou les meilleures sont situées qu Sud de la ville de Tounane[57].

On note que les terres peuvent être irrigables à partir de la STEP sont situées le long et sur les rives d'oued Tlata. Par contre la STEP de Ghazaouet, les terres qui peuvent être irrigables sont situées en aval de la STEP sur la plaine alluviale d'Oued Ghazouana et en amont sur le plateau de Tounane.

III.7 Conclusion

La présentation de la zone d'étude est basée sur une reconnaissance détaillée du site, elle consiste à collecter, à dépouiller et à analyser toutes les informations disponibles existantes.

Dans cette partie, les résultats d'analyses des eaux usées des différents rejets de la zone d'étude montrent que ces eaux usées sont très chargées avec une pollution de **caractère domestique**. En effet, ces rejets représentent essentiellement des eaux usées domestiques liés aux activités naturelles de l'homme (alimentation, hygiène, excréations...).

Donc, ceci permet de confirmer qu'un procédé d'épuration biologique précédé par une phase de prétraitement peut être adapté à leurs traitements.

Tous ces résultats d'analyse nous ont éclairés sur le monde de traitement (procédé) qui sera projeté lors des phases suivantes. Ce mode aura pour objectif le traitement du carbone, de l'azote ainsi que le phosphore.

CHAPITRE IV

Dimensionnement de stations d'épuration

Chapitre IV : Dimensionnement de stations d'épuration**IV.1. Données de base de l'étude****1. Origine de l'eau usée :**

Les eaux de usées à traiter proviennent des différentes agglomérations de la région d'étude. Pour les eaux de Nedroma, elles proviennent de la ville de Nedroma et un rejet de l'agglomération de khoriba. Par contre les eaux de Ghazaouet proviennent des rejets de la ville de Ghazaouet et Tounane.

• Estimation des besoins théoriques en eau potable :

L'estimation du débit moyen de consommation ($Q_{j\text{ moy}}$) est calculée sur la base d'une dotation hydrique.

$$Q_{j\text{ moy}} = q \cdot N / 1000 \quad [58]$$

Où : $Q_{j\text{ moy}}$: débit journalier moyen de consommation des eaux potables

q : Dotation hydrique (200 l/j/hab pour Nedroma et Ghazaouet et 200 l/j/hab pour les autres communes)

N : Nombre d'habitant

• Débit des équipements :

En règle générale, la demande en eau potable des équipements représente entre 10 et 20% du débit de la consommation totale en AEP de la population.

Par mesure de sécurité, nous admettons que le débit des équipements diffèrents selon l'importance de chaque agglomération :

- 20% pour Nedroma et Ghazaouet ;
- 15% pour Souahlia .

• Evaluation des débits des eaux usées des deux STEPS :

Les débits des eaux usées (Q_{EU}) sont estimés en général d'après les consommations moyennes en eau potable par habitant pour les eaux d'origines domestiques, ou par activité pour les effluents industriels.

Notre cas ne concerne que les eaux d'origine domestique avec un taux de retour de **80%**.

$$Q_{EU} = 80\% \times Q_{\text{moy_total}} [59]$$

$Q_{\text{moy_total}}$: besoin journalier moyen total

Les débits de point (Q_p) seront calculés à partir du débit moyen par application d'un coefficient de point K_p estimé par cette formule :

$$Q_p = K_p \times Q_{EU} [59]$$

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{EU}}} [59]$$

K_p : Coefficient de pointe ;

👉 **Exemple de calcul ➡ Nedroma**

Besoin journalier moyen en eau potable pour l'horizon 2040 : Q_{jmoy_2040} (m³/j)

$$Q_{jmoy} = \text{Population-2040} \times q / 1000$$

$$\text{AN : } Q_{jmoy-2040} = 47603 \times \frac{200}{1000} = 9521 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin journalier moyen des équipements : $Q_{\text{équipement_2040}}$ (m³/j)

$$Q_{\text{équipement_2040}} = Q_{jmoy_2040} \times 20 \%$$

$$\text{AN : } Q_{\text{équipement_2040}} = 9521 \times 20\% = 1904 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoins journaliers moyens totaux : $Q_{jmoy_totaux_2040}$ (m³/j)

$$Q_{jmoy_totaux_2040} = Q_{\text{équipement_2040}} + Q_{jmoy_2040}$$

$$\text{AN : } Q_{jmoy_totaux_2040} = 9521 + 1904 = 11425 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Evolution du débit des eaux usées (Q_{EU}) à différents horizons**

Tableau IV.1: Débit des eaux usées de la ville de Nedroma

Horizon	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Population	36181	37499	39804	42250	44847	47603
Q j moy EP (m³/j)	7236	7500	7961	8450	8969	9521
Q équipement (m3/j)	1447	1500	1592	1690	1794	1904
Q j moy total (m3/j)	8683	9000	9553	10140	10763	11425
Q_{EU} (m³/j)	6947	7200	7642	8112	8611	9140
Q_{EU} (l/s)	80	83	88	94	100	106
K_p calculé	1,78	1,77	1,77	1,76	1,75	1,74
Q_p (l /s)	143	148	156	165	174	184
Q_p (m³/hr)	515	532	562	594	628	664
Volume annuel d'eau usée (m³/an)	4511400	4660320	4923120	5203440	5501280	5816640

Tableau IV.2: Débit des eaux usées de la ville de Ghazaouet

Horizon	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Population	39307	41346	44982	48938	53241	57923
Q j moy EP (m ³ /j)	7861	8269	8996	9788	10648	11585
Q équipement (m ³ /j)	5172	1654	1799	1958	2130	2317
Q j moy total (m ³ /j)	9434	9923	10796	11745	12778	13902
Q _{EU} (m ³ /j)	7547	7938	8637	9396	10222	11121
Q _{EU} (l/s)	87	92	100	109	118	129
K _p calculé	1,77	1,76	1,75	1,74	1,73	1,72
Q _p (l /s)	154	162	175	189	205	221
Q _p (m ³ /hr)	556	582	630	681	737	797
Volume annuel d'eau usée (m ³ /an)	4868795	5098320	5518800	5965560	6456120	6981720

Tableau IV.3: Débit des eaux usées de la ville de Tounane

Horizon	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Population	25889	27232	29627	32232	35067	38151
Q j moy EP (m ³ /j)	3883	4085	4444	4835	5260	5723
Q équipement (m ³ /j)	583	817	00667	00725	00789	00858

Dimensionnement de stations d'épuration

- **Estimation des superficies à irriguer à partir des STEP**

Tableau IV.4:les besoins en eau par hectare

Le traitement sera proposé avec une qualité de rejet à fin de la chaîne de traitement, conforme aux normes ci-après.

- 60

- La teneur en graisses < 25 mg/l au bout de 24 h
- La population de coliformes totaux < 10000/100 ml
- La population de coliformes fécaux < 1000/100 ml

2. Résultats des analyses et interprétation

Les prélèvements sont répartis comme suit :

- Nedroma : la date du prélèvement a été effectué le 21/08/2014 au 22/08/2014
- Ghazaouet : la date du prélèvement a été effectué le 27/08/2014 au 28/08/2014
- Tounane : la date du prélèvement a été effectué le 27/08/2014 au 28/08/2014

Tableau IV.5: Paramètres physico-chimiques et microbiologique avant épuration
Moyenne des rejets Nedroma et Ghazaouet

Paramètre	Unité	Moyenne des rejets de Nedroma	Moyenne des rejets(Ghazaouet+Tounane)	Norme
T°C	°C	26,4	27,80	30
DBO ₅	mg/L	376,2	301,79	40
DCO	mg/L	730,6	551,63	120
MES (105°)	mg/L	709,5	413,12	30
MES (700°)	mg/L	508,08	119,65	/
O ₂	mg/L	0,34	0,59	/
Turbidité	N.T.U	119,86	163,05	/
Matière Décantable	mL/L	6,97	7,55	/
NO ₂	mg/L	0,04	0,04	/
NO ₃	mg/L	19,32	26,76	/
Nt	mg/L	158,18	75,81	/
NTK	mg/L	154,55	73,08	/
NH ₃	mg/L	149,82	68,55	/
Pt	mg/L	4,58	3,17	/
Détergents	mg/L	0,40	0,52	2

Hydrocarbures totaux		mg/L	20,69	30,05	20
Huiles et Graisses		mg/L	11,7	15,25	20
MVS		mg/L	201,46	293,46	/
MVS/MES		/	0,3	0,70	/
DCO/DBO₅		/	1,91	1,80	2,5
Cl-		mg/L	340,56	410,42	/
SO4		mg/L	203,70	658,80	/
Conductivité		mg/L	1115,83	1452,75	/
PH		mg/L	7,02	6,48	5,5 à 8,5
Métaux lourds	Fer (Fe)	mg/L	0,9601	0,57	5
	Cuivre (Cu)	mg/L	0,7793	0,07	3
	Manganèse (Mn)	mg/L	0,0421	0,06	1
	Nickel (Ni)	mg/L	0,0184	0,01	5
	Mercure (Hg)	mg/L	0,0018	0,00	0,01
	Chrome (Cr)	mg/L	0,0445	0,01	0,1
	Cadmium (Cd)	mg/L	0,0022	0,01	0,2
	Plomb (Pb)	mg/L	0,0754	0,06	1
	Etain (Sn)	mg/L	0,0176	0,01	5

Tableau IV.6: Moyennes globales des résultats d'analyse bactériologique

Paramètre	Unité	Moyenne globale de Nedroma	Moyenne globale (Ghazaouet+tounane)
Coliformes fécaux	U/100 ml	>1100	>1100
Coliformes totaux	U/100 ml	>1100	>1100
Œufs d'helminthes	U/100 ml	22,44	23,64

➤ **Interprétation des résultats d'analyse :**

Chapitre IV : Dimensionnement de stations d'épuration

Les analyses des eaux usées des deux communes démontrent de fortes teneurs en matières bactériologiques (coliformes fécaux, totaux et œufs d'helminthes).

NB : Les valeurs obtenues de DBO₅ /N/P sont :

- Nedroma : 376,22/ 41,08/ 1185 ;
- Ghazaouet : 367,50/25,48/ 1,15 ;

Ces valeurs traduisent une concentration d'azote et de phosphore assez élevée.

L'azote et le phosphore sont des éléments qui contribuent à l'eutrophisation au niveau des bassins et induit par la suite le changement du régime des bactéries. Afin d'éviter cela, nous adopterons une filière d'épuration des eaux usées qui prendra en charge le traitement du carbone, d'azote et le phosphore.

IV.2. Dimensionnement de future STEP pour la ville du Nedroma

IV.2.1 Charges polluantes

Afin de déterminer les quantités de polluants rejetées par un habitant de la ville de Nedroma, nous devons calculer les charges des différents polluants tel que DCO, DBO₅, MES, Azote total et phosphore.

La charge polluante se calcule à partir de la formule suivante :

$$Ch = [C \times Q_{EU} (m^3/j)] / 1000 \text{ [59]}$$

Avec : Ch : charge polluante en (Kg/j) ;

C : concentration du polluant à partir des résultats d'analyse ;

Q_{EU} : débit moyen journalier des eaux usées à différents horizons.

Tableau IV.7: Concentration des polluants à partir des résultats d'analyse
de la commune de Nedroma

Paramètre	Unités	Moyenne globale
MES	mg/L	709,53
DBO ₅		376,22
DCO		730,56
P		4,58
NKT		154,55

Tableau IV.8: Charges en pollution aux différents horizons de Nedroma.

L'horizon	2 017	2 020	2 025	2 030	2 035	2 040
Q _{EU} (m ³ /j)	6 947	7 200	7 642	8 112	8 611	9 140

Charge journalière en MES (Kg/j)	4 929	5 109	5 422	5 756	6 110	6 485
Charge journalière en DBO₅ (Kg/j)	2 616	2 711	2 877	3 054	3 242	3 441
Charge journalière en DCO (Kg/j)	5 075	5 260	5 583	5 926	6 291	6 677
Charge journalière en Phosphore (Kg/j)	32	33	35	37	39	42
Charge journalière en Azote total (Kg/j)	1 074	1 113	1 181	1 254	1 331	1 413

Afin de calculer la concentration des polluants (ou ratio) rejetés par habitant à l'horizon 2040 (l'horizon d'étude), nous utiliserons la formule suivante :

$$\text{Ratio} = \text{Ch (Kg/j)} \times 1000 / \text{Nombre_Eq-hab [57]}$$

Avec :

Nombre d'équivalent d'habitant :

$$\text{EH} = \frac{Q_{eu} \left(\frac{l}{j} \right)}{0,8 \times \text{dotation en eau potable} \left(\frac{l}{j} \right)} \quad [58]$$

$$\text{EH} = \frac{9140 \times 10^3}{0,8 \times 200}$$

$$\text{EH} = 57\,125 \text{ Eq_habitant}$$

➤ 57 125 pour la commune de Nedroma ;

Tableau IV.9: Charges en pollution par équivalent habitant à l'horizon 2040.

Paramètre	Unité	Les valeurs de Nedroma
MES	g/E.Hab/j	113
DBO₅		60
DCO		117
P		1
NTK		25

Les charges polluantes calculées d'après les analyses effectuées au niveau des eaux usées (avec les concentrations 72 g/E.Hab/j et 140 g/E.Hab/j pour Nedroma) nous semblent

relativement élevées comparées aux charges habituelles. Cela se traduit par une faible dotation réelle actuelle d'approvisionnement et qui est en prévision d'augmentation. Quant à la valeur de l'azote Kjeldhal qui est élevée dans les résultats de la commune de Nedroma, cela se traduit essentiellement par la nature agricole de majeure partie du terrain de la commune, ce qui induit le lessivage des sols (Sableux-limoneux) vers le réseau d'assainissement.

Afin d'arrêter les paramètres de dimensionnement des futures STEP, nous avons pris les ratios habituellement utilisés pour caractériser les eaux domestiques des zones rurales.

• Détermination des charges polluantes ainsi que leurs concentrations A partir Des Ratios théoriques arrêtés

Pour le calcul des charges polluantes, nous utiliserons la formule suivante :

$$Cp_{charge} = N^{\circ}_{EH} \times [Ration] / 1000 [57]$$

👉 **Exemple : Ratio P = 2 g/ EH / j**

$$AN : Ch_{P_Nedroma} = 57125 \times 2 / 1000 = 114,25 Kg/j$$

Pour le calcul des concentrations, nous utiliser la formule suivante :

$$C_{concentration} = N^{\circ}_{EH} \times [Ration] / Q_{EU}(m^3/j)[57]$$

👉 **Exemple : Ratio P = 2 g/ EH / j**

$$AN : C_{P_Nedroma} = 57125 \times 2 / 9140 = 12,5 \text{ mg / L}$$

Tableau IV.10: Ratios théoriques arrêtés avec leurs charges et concentrations pour la commune de Nedroma.

Paramètres	Variation des ratios (g/Hab/j)	Ratios d'après analyse (g/EH/j)	Ratios arrêtés (g/Hab/j)	Charges (Kg/j)	Concentration (mg/L)
MES	60 _ 90	113	90	5141,25	562,6
DBO ₅	35 _ 60	60	60	3427,5	375
DCO	70 _ 120	117	120	6855	750
P	2 _ 4	1	2	114,25	12,5
NTK	10 _ 15	25	15	857	94

Ces ratios sont donnés sous formes de fourchette. Les ratios arrêtés, nous les avons choisis en fonction de quelques facteurs tels que la taille de la ville et le niveau de vie des habitants. Par mesure de sécurité, ces valeurs sont très élevées par rapport à ce qui a été déterminé par les analyses. Le tableau qui suit récapitule les résultats de dimensionnement trouvés :

Tableau IV.11: Récapitulatif des données de bases de la ville de Nedroma à l'horizon 2040.

Données de base	Unité	Valeur
Type de réseau	/	Unitaire
Equivalent d'habitant	/	57125
Débit journalier	m ³ /j	9 140
Débit moyenne horaire	m ³ /h	380,83
Débit de pointe de temps sec	m ³ /h	664
Débit diurne	m ³ /h	571,25
Débit de pointe par seconde	m ³ /s	0,184
Débits de pointe journalière	m ³ /j	15 897,6
Charges polluantes		
Charge en DBO5	kg/j	3427,5
Charge en MES	kg/j	5141,25
P	kg/j	114,25
NTK	kg/j	857

Les analyses des eaux usées de la commune démontrent de fortes teneurs en matières bactériologiques, et une concentration d'azote et de phosphore assez élevée. L'azote et le phosphore sont des éléments qui contribuent à l'eutrophisation au niveau des bassins induit par la suite le changement du régime des bactéries. Fin d'éviter cela, nous adopterons une filière d'épuration des eaux usées qui prendra en charge le traitement du carbone, d'azote et le phosphore.

IV.2.2. Nature de traitement

Pour la STEP de Nedroma, le choix a été fixé pour un traitement par lagunage aéré.

IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la station

Le dimensionnement des ouvrages de la station se fait à partir du débit de pointe et des charges polluantes en DBO5 et en MES. La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (V) au débit de point de la ville à l'horizon 2040.

- $Q_{p_Nedroma_2040} = 0,184 \text{ m}^3/\text{s}$

❖ Mise en place de bassins d'orage

Le bassin d'orage a une fonction de régulation des flux transitant dans le réseau d'assainissement par temps de pluie selon le cas les flux à contrôler peuvent être de nature différente :

- ✓ Dans un milieu très urbanisé, l'intérêt du bassin d'orage pourra être d'intercepter de grands volumes d'eaux pour réduire les risques d'inondation,

- ✓ Dans un environnement fragile, ou la protection du milieu naturel devient prépondérante, le bassin d'orage peut être conçu pour retenir les fractions les plus polluées des eaux arrivant en temps de pluie, avant de les restituer au réseau et à la station d'épuration.
- ✓ L'objectif d'un bassin d'orage peut donc être d'éviter le redimensionnement de tout le réseau aval par rapport à un désordre localisé dans l'environnement (désordre hydraulique ou désordre de pollution), survenant par temps de pluie.

❖ Ouvrages de prétraitement

1) Dégrillage

Le dégrillage est le premier poste de traitement pour les eaux résiduaires, il permet :

- de protéger les ouvrages en aval contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages.
- de séparer et évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire l'efficacité du traitement.

On distingue trois types des dégrilleurs :

- Dégrilleur fin : écartement de 3 à 10 mm
- Dégrilleur moyen : écartement de 10 à 45 mm
- Dégrilleur grossier : écartement de 50 à 100 mm

Les dégrillages peuvent être verticale; ou inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale [13].

Pour le 1^{er} STEP; nous proposons une installation avec un dégrilleurs (à barreaux circulaires) . Le 1^{er} c'est un dégrilleur grossier manuel (il n' y a pas un autre au secours) en vue d'éviter les bouchages au niveau de différentes unités de l'installation. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

Tableau IV.12 : Caractéristiques des trois dégrilleurs.

Paramètres	Grilles grossières
Diamètre des barreaux (mm)	20
Espacement entre les barres (mm)	90
Pente par rapport à l'horizontal (°)	60
Vitesse à travers les grilles (m/s)	1
Hauteur du tirant d'eau	0,8
Facteur de forme K	1,79
Accélération de pesanteur (m/s ²)	9,81

a) Calcul de la surface de grille :

La surface immergée de la grille est estimée par la formule suivant :

$$\text{Surface immergée : } S = \frac{Q_{\text{pointe}}}{V} \quad [58]$$

- Pour la grille grossière :

$$S = \frac{0,184}{1} = 0,184 \text{ m}^2$$

- Pour la grille fine :

$$S = \frac{0,184}{1} = 0,184 \text{ m}^2$$

b) Calcul de la largeur (l) :

Méthode de kirschmer :

$$\text{D'où : } l = \frac{S \times \sin(\alpha)}{He(1 - \theta)C} \quad [58]$$

θ : Coefficient de passage libre donné par la relation :

$$\theta = \frac{d}{(d + e)} [58]$$

C : Coefficient de colmatage dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus.

Généralement : $\begin{cases} 0.1 < C < 0.3 \text{ pour une grille manuelle.} \\ 0.4 < C < 0.5 \text{ pour une grille automatique [59].} \end{cases}$

AN : On choisit une hauteur d'eau $He = 0,8\text{m}$, et $\alpha = 80^\circ$

On prend $c = 0,5$ (grille automatique) et $c = 0,3$ (grille manuelle).

- Pour la grille grossière :

$$\theta = \frac{0,02}{(0,02 + 0,09)}, \quad \theta = 0,18$$

- Manuelle

$$l = \frac{0,184 \times \sin(60)}{0,8(1 - 0,18)0,3} = 0,81 \text{ m} \quad \text{Nous prenons } l = 1 \text{ m}$$

c) Longueur de la chambre des grilles :

Elle est donnée par la formule suivante: $L = L_1 + L_2 + L_c$ [60]

Avec : L_{cr} : longueur de la chambre de réception = 2m, L_1 : longueur d'élargissement

* L_1 est donné par la relation suivante: $L_1 = \frac{l - \phi}{2tg\phi}$ [60]

Avec l : largeur de la grille

AN :

▪ **Pour la grille grossière :**

➤ **Manuelle**

Pour un diamètre $\phi = 600$ mm

$$L_1 = \frac{1 - 0.6}{2tg20} = 0,55 \text{ m}$$

D'autre part $L_2 = (\frac{1}{2})L_1 = (\frac{1}{2})0,55 = 0,28 \text{ m}$

D'où $L = 0,55 + 0,28 + 2 = 2,83 \text{ m}$, Nous prenons **$L = 3 \text{ m}$**

d) Calcul du nombre des barreaux

La largeur de la grille égale $L = N_e.e + N_b.b$ [59]

- ✓ N_b : Nombre des barreaux ;
- ✓ N_e : Nombre d'espacement ;
- ✓ e : espacement entre les barreaux ;
- ✓ d : diamètre des barreaux [support].

Or $N_e = N_b + 1$

Par suite :

$$N_b = \frac{\text{largeur de la grille} - \text{Espace entre les barreaux}}{\text{Espace entre les barreaux} + \text{diamètre des barreaux}} \quad [59]$$

AN :

▪ **Pour la grille grossière :**

➤ **Manuelle**

$$N_b = \frac{1 - 0,09}{0,09 + 0,02}$$

$$N_b = 8 \text{ barreaux, } N_e = 8 + 1 = 9$$

e) Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de Kirchmer Δ_h :

$$\Delta_h = k \left(\frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \sin(\alpha) \quad [59]$$

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

K : coefficient qui tient compte de la forme des barreaux.

AN :

- Pour la grille grossière :

$$\Delta_h = 1,79 \left(\frac{0,02}{0,09} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1^2}{2 \times 9,81} \sin 60^\circ = 0,01 \text{ m}$$

f) **Calcul du volume des déchets retenus:**

Les volumes des déchets retenus seront estimés comme suite :

$$V \text{ (m}^3/\text{j)} = \frac{\text{nombre d'habitants} \times \text{volume retenue} \times 10^{-3}}{365j} \quad [58]$$

Le volume retenu est: 5 à 10 l/hab/an pour une grille fine et
2 à 5 l/hab/an pour une grille grossière

AN :

- Pour la grille grossière :

$$V_{\max}(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{47603 \times 5 \times 10^{-3}}{365} = 0,652 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ **Ouvrages du traitement biologique**

1) Bassin d'aération :

a) Correction de la constante d'épuration :

$$K_{T^\circ} = K_{20^\circ} \times \theta^{T^\circ - 20^\circ} \quad [60]$$

$$T = 7^\circ\text{C} \rightarrow K_7 = 2,5 \times 1,06^{7-20}$$

$$K_{7^\circ} = 1,17 \text{ j}^{-1}$$

b) Estimation du temps de séjour :

La charge polluante à la sortie, avec la finalité de traitement exigée par les normes de rejet à 37.5 mg/l, Le rendement étant de $n = 90\%$.

D'après la formule de Marais :

$$L_e = \frac{L_0}{(1 + K_e \times t_s)} \quad [60]$$

$$t_s = \frac{L_0 - L_e}{K_e \times L}$$

$$t_s = \frac{375 - 37.5}{1,17 \times 37.5}$$

$$t_s = 7.69 \quad t_s = 8 \text{ jours} \rightarrow t_s > 5 \text{ jours}$$

c) Volume du bassin d'aération :

$$V = Q_{\text{moy}} \times t_s \quad [60]$$

$$V = 9140 \times 8$$

$$V = 73120 \text{ m}^3$$

d) Surface du bassin :

$$S = \frac{V}{H} \text{ [60]}$$

Avec H : hauteur d'eau dans les lagunes (généralement fixée de 2.5 à 4 m,

On prend H = 3,5m

$$S = \frac{73120}{3,5}$$

$$S = 20\,891.43 \text{ m}^2$$

e) Conception de l'étage d'aération :

Tableau IV.13: Caractéristiques géométriques de base pour les deux bassins :

	Proportion	V(m ³)	H(m)
Bassin aéré n°01	60 %	43 872	3,5
Bassin aéré n°02	40 %	29 248	3,5

Tableau IV. 14: Caractéristiques géométriques de base pour le 1^{er} bassin.

Volume utile	43 872m ³
Surface miroir	12 535m ²
Longueur	148m
Largeur	85m

Tableau IV.15 : Caractéristiques géométriques de base pour le 2^{ème} bassin.

Volume utile	29 248m ³
Surface miroir	8357m ²
Longueur	98m
Largeur	85m

f) Puissance d'aérateur :

Elle est comprise entre 5 et 6 w/m³ afin d'assurer une bonne diffusion d'oxygène dans l'eau à traiter et un brassage approprié.

On suppose que la puissance installée sur le premier bassin est de 5.5 w/m³:

$$P_1 = \frac{5.5}{1000} \times 43\,872 = 241.3 \text{ kw}$$

On suppose que la puissance installée sur le deuxième bassin est de 5 w/m³:

$$P_2 = \frac{5}{1000} \times 29\,248 = 146.24 \text{ kw}$$

La puissance totale installée dans les deux bassins est:

$$P_T = P_1 + P_2 = 387.5 \text{ kw}$$

g) Calcul des besoins en O₂ :

$$q(O_2) = a'(S^0 - S) Q_{moy} + b'(X_{va} \times V)$$

avec :

a' : coefficient respiratoire pour la synthèse cellulaire = 0,52

b' : consommation d'oxygène pour le métabolisme endogène par gramme de matière active (g d'O₂/g.MVS/j) = 0,075

X_{v0} : représente la concentration des MVS de l'eau brute alimentant la lagune ;

X_{va} : représente la teneur en biomasse MVS à l'équilibre, elle est donnée par la

relation suivante :

$$X_{va} = \frac{X_{v0} + \alpha \times (S^0 - S)}{1 + (b \times t_s)} \quad [60]$$

Constante d'aération : $\alpha = 0,85$

$$X_{va} = \frac{207 + 0,85 \times (375 - 37,5)}{1 + (0,075 \times 10)}$$

$$X_{va} = 282.2 \text{ mg/l}$$

$$q(O_2) = 0,52 \times \frac{(375 - 37,5) \times 9140}{1000} + 0,075 \times \frac{282,2 \times 73\,120}{1000}$$

$$q(O_2) = 3\,151,65 \text{ Kg}$$

*Correction des quantités d'oxygène (coefficient de correction 70%) :

$$q(O_2) = \frac{q(O_2)}{0,7}$$

$$q(O_2) = \frac{3\,151,65}{0,7}$$

$$q(O_2) = 4502.36 \text{ Kg/j}$$

*Quantité moyenne d'oxygène q'm(O₂) consommée par 1 Kg DBO₅ éliminée :

$$q'm(O_2) = \frac{q(O_2)}{(S^0 - S) Q_{moy}}$$

$$q'm(O_2) = \frac{4502.36 \times 1000}{(375 - 37,5) 9\,140}$$

$$q'm(O_2) = 1,46 \cong 1.5$$

$$q'm(O_2) = 1.5 \text{ Kg } (O_2) \text{ de DBO}_5 \text{ éliminée}$$

*L'énergie nécessaire pour 1 kg de DBO₅ éliminée :

$$E = \frac{q'(O_2)}{\text{apport spécifique}} [60]$$

$$E = 1.5 / 1.4$$

$$E = 1.07 \text{ KW/h/Kg DBO}_5$$

*L'énergie totale nécessaire pour éliminer la charge en DBO₅ :

$$ET = E \times (S^0 - S) \times Q_{\text{moy}} [60]$$

$$ET = 1.07 \times (375 - 37.5) \times 9140 / 1000$$

$$ET = 3300.7 \text{ KW/h}$$

h) Temps d'aération (TA) :

$$t_a = ET / P_t [60]$$

$$t_a = 3300.7 / 66$$

$$t_a \cong 50h \rightarrow t_a = 2 \text{ jours et } 2 \text{ heures}$$

2) Bassin de finition :

Dans bassin de finition, le temps de séjour (Ts) de l'eau peut aller de 2 à 3 jours. On prend dans ce calcul Ts = 2j ;

La hauteur d'eau He = 1,5 m

a) Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{moy}} \times t_s$$

$$V = 9140 \times 2$$

$$V = 18280 \text{ m}^3$$

b) La surface du bassin :

$$S = V / H_e$$

$$S = 18280 / 1.5$$

$$S = 12187 \text{ m}^2$$

On considère une longueur = 152 m et largeur = 80 m

❖ Traitement complémentaire**1) Bassin de désinfection :**

L'eau épurée provenant du clarificateur contient encore des germes pathogènes, la désinfection de cette eau est obtenue par l'action d'agents chimiques, soit une solution d'hypochlorite de sodium (Eau de Javel). L'eau à désinfecter traverse un bassin de contact constitué par des chicanes.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher. Pour les deux STEP on propose une désinfection par le Chlore.

Les caractéristiques du bassin de désinfection que nous proposons sont:

- La hauteur d'eau dans le bassin: $H_e = 2\text{m}$
- Temps de contact (t_c) varie entre 15 à 30 min, on prend $t_c = 15\text{ min}$

On adopte alors une dose de 3 g/m^3 pendant 15 minutes

$$Q_{CF} = \frac{1,5(a \cdot Q_p)}{1000} \quad [60]$$

Avec : Q_{CF} : quantité de chlore actif nécessaire ; Q_p : débit de pointe, a : dose de chlore actif

AN :

Débit de pointe de Nedroma $Q_p = 664\text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{CF} = \frac{1,5(3 \times 664)}{1000} = 3\text{ Kg/h}$$

a) Quantification du débit de la pompe doseuse (Q_p) :

Sachant que un (1) litre d'eau de javel à 47°C Chlorométrique et à 0° sous une pression de un 1 bar pèse 3,17g :

$$47^\circ \times 3,17 = 150\text{ g}$$

le débit de la pompe doseuse est :

$$Q_d = \frac{Q_{cf} \times 1000}{150} \quad [60]$$

AN :

$$Q_d = \frac{3 \times 1000}{150} = 20\text{ l/h}$$

Donc la consommation journalière d'eau de javel à 47°C est de 89de litres

Le débit de la pompe doseuse est donc de :

$$Q_d = \frac{3 \times 664}{150} = 13,3\text{ l/h}$$

b) Volume et surface du bassin :

Le volume du bassin et donné par : $V = Q_p \times t_c \quad [60]$

AN:

$$V = 664 \times 15 / 60 \quad V = 166\text{ m}^3$$

La surface: $S = V/H_e$

$$S = \frac{166}{2} = 83 \text{ m}^2$$

Supposons qu'on prend la longueur du bassin $L = 10 \text{ m}$,

Donc la largeur : $l = \frac{83}{10} = 8,3 \text{ m}$ on prend $l = 8,5 \text{ m}$

2) Bassin de stockage :

Pour la réutilisation des eaux épurées, nous proposons un bassin de stockage rectangulaire à ciel ouvert de 500 m^3 , de dimensions:

*Hauteur d'eau $H_e = 2 \text{ m}$

*Surface: $S = V/H_e = 500/2 = 250 \text{ m}^2$

*Longueur $L = 25 \text{ m}$, Donc la largeur: $l = S/L = 250/16 = 10 \text{ m}$

Le tableau qui suit résume les résultats de dimensionnement de la STEP de Nedroma.

Tableau VI.16 : Fiche technique de la STEP de Nedroma

Paramètres			Unité	Valeurs
Dégrillage				
Grille grossier manuel	Espacement des barreaux		mm	90
	largeur		m	1
	longueur		m	3
	Hauteur d’eau		m	0,8
	nombre des barreaux		/	8
	Nombre d’espacement		/	9
	Les pertes de charges		m	0,01
	volume des déchets retenus:		m³/j	0,652
Traitement biologique				
Bassin d’aération	Bassin d’aération N°1	Volume utile	m³	43 872
		Surface miroir	m²	12 535
		hauteur d’eau	m	3,5
		larguer	m	85
		longueur	m	148
		Puissance d’aérateur	kw	241.3
		Volume utile	m³	2 924.8

	Bassin d'aération N°2	Surface miroir	m ²	8 357
		hauteur d'eau	m	3,5
		larguer	m	85
		longueur	m	98
		Puissance d'aérateur	KW	146.24
Bassin de finition		le temps de séjour	jours	2
		hauteur d'eau	m	1,5
		Le volume du bassin	m ³	18 280
		La surface du bassin	m ²	12 187
		longueur	m	152
		Largeur	m	80
Traitement complémentaire				
Bassin de désinfection		La hauteur d'eau	m	2
		Temps de contact (tc)	min	15
		Quantité de chlore	Kg/h	3
		Quantification du débit de la pompe doseuse (Q _p)	l/h	20
		Volume et surface du bassin	M ³	166
		longueur	m	10
		largeur	m	8,5
Bassin de stockage		La forme	/	rectangulaire
		Le volume	m ³	500
		Hauteur d'eau	m	2
		Surface	M ²	250
		Longueur	m	25
		largeur	m	10
		largeur	m	10

Schéma synoptique

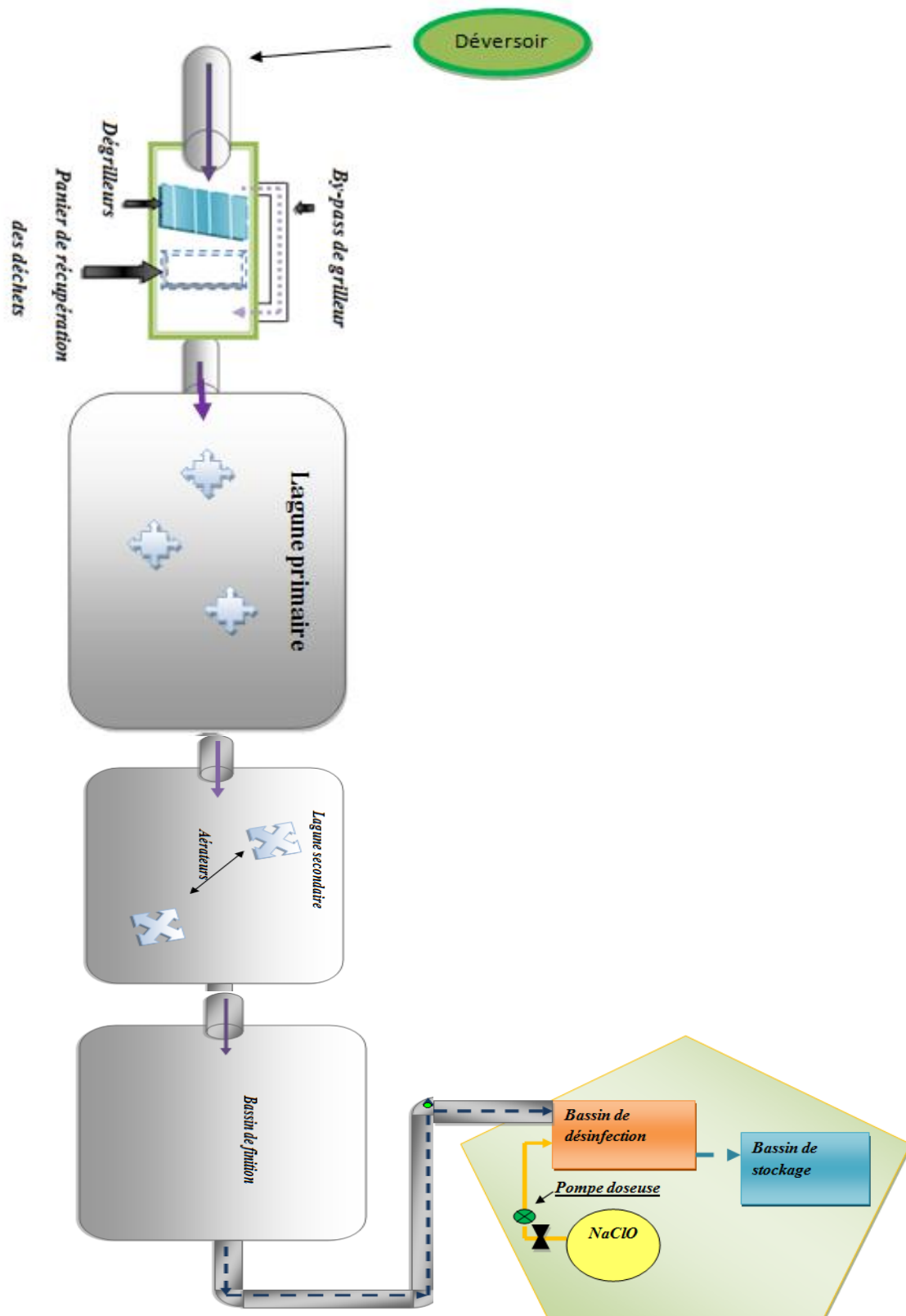


Schéma IV.1 : Schéma synoptique de STEP par lagunage aéré

IV.4 : Dimensionnement de future station pour Ghazaouet :**1) Charges polluantes**

Afin de déterminer les quantités de polluants rejetées par un habitant de la ville de Nedroma, nous devons calculer les charges des différents polluants tel que DCO, DBO₅, MES, Azote total et phosphore.

La charge polluante se calcule à partir de la formule suivante :

$$Ch = [C \times Q_{EU} (m^3/j)] / 1000 [59]$$

Avec : Ch : charge polluante en (Kg/j) ;

C : concentration du polluant à partir des résultats d'analyse ;

Q_{EU} : débit moyen journalier des eaux usées à différents horizons.

Tableau IV.17: Concentration des polluants à partir des résultats d'analyse de la commune de Ghazaouet

Paramètre	Unités	Moyenne globale
MES	mg/L	517.27
DBO ₅		367.5
DCO		691.59
P		4.22
NKT		93.65

Tableau IV.18: Charges en pollution aux différents horizons de Ghazaouet et Tounane.

L'horizon	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Q _{EU} (m ³ /j)	11 434	12 190	13 084	14 236	15 487	16386
Charge journalière en MES (Kg/j)	5 914	6 306	6 768	7 364	8 011	8 716
Charge journalière en DBO ₅ (Kg/j)	4 202	4 480	4 808	5 232	5 691	6 192
Charge journalière en DCO (Kg/j)	7 908	8 430	9 049	9 845	10 711	11 653
Charge journalière en Phosphore (Kg/j)	48	51	55	60	65	71

Charge journalière en Azote total (Kg/j)	1 071	1 142	1 225	1 333	1 450	1 578
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Afin de calculer la concentration des polluants (ou ratio) rejetés par habitant à l'horizon 2040 (l'horizon d'étude), nous utiliserons la formule suivante :

$$\text{Ratio} = \text{Ch (Kg/j)} \times 1000 / \text{N}^\circ \text{ Eq habitant}$$

Avec : N° équivalent d'habitant :

$$\text{EH} = \frac{Q_{eu} \left(\frac{l}{j} \right)}{0,8 \times \text{dotation en eau potable} \left(\frac{l}{j} \right)} = \frac{16386 \times 1000}{0,8 \times 200} = 102413$$

➤ EH = **102413** pour la commune de Ghazaouet et Tounane

Tableau IV.19: Charges en pollution par équivalent habitant à l'horizon 2040.

Paramètre	Unité	Les valeurs de (Ghazaouet+Tounane)
MES	g/E.Hab/j	75
DBO₅		53
DCO		100
P		1
NTK		14

Les charges polluantes calculées d'après les analyses effectuées au niveau des eaux usées (avec les concentrations 64 g/E.Hab/j et 121 g/E.Hab/j pour Ghazaouet) nous semblent relativement élevées comparées aux charges habituelles. Cela se traduit par une faible dotation réelle actuelle d'approvisionnement et qui est en prévision d'augmentation.

Afin d'arrêter les paramètres de dimensionnement des futures STEP, nous avons pris les ratios habituellement utilisés pour caractériser les eaux domestiques des zones rurales.

- **Détermination des charges polluantes ainsi que leurs concentrations à partir des ratios théoriques arrêtés**

Pour le calcul des charges polluantes, nous utiliserons la formule suivante :

$$\text{Cp}_{\text{charge}} = \text{N}^\circ_{\text{EH}} \times [\text{Ration}] / 1000$$

👉 **Exemple : Ratio P = 2 g/ EH / j**

$$AN : Ch_{P_{Ghazaouet}} = 102413 \times 2 / 1000 = 205 \text{ Kg/j}$$

Pour le calcul des concentrations, nous utiliser la formule suivante :

$$C_{\text{concentration}} = N^{\circ}_{EH} \times [\text{Ration}] / Q_{EU} (\text{m}^3/\text{j})$$

👉 **Exemple : Ratio P = 2 g/ EH / j**

$$AN : C_{P_{Ghazaouet}} = 102413 \times 2 / 16386 = 13 \text{ mg / L}$$

Tableau IV.20: Ratios théoriques arrêtés avec leurs charges et concentrations pour la commune de Ghazaouet.

Paramètres	Variation des ratios (g/Hab/j)	Ratios d'après analyse (g/EH/j)	Ratios arrêtés (g/Hab/j)	Charges (Kg/j)	Concentration (mg/L)
MES	60 _ 90	91	90	9217	563
DBO ₅	35 _ 60	64	60	6145	375
DCO	70 _ 120	121	120	12289,6	750
P	2 _ 4	1	2	205	13
NTK	10 _ 15	16	15	1536	94

Ces ratios sont donnés sous formes de fourchette. Les ratios arrêtés, nous les avons choisis en fonction de quelques facteurs tels que la taille de la ville et le niveau de vie des habitants. Par mesure de sécurité, ces valeurs sont très élevées par rapport à ce qui a été déterminé par les analyses. Le tableau suivant récapitule les résultats de dimensionnement retrouvés :

Tableau IV.21: Récapitulatif des données de bases de la ville de Ghazaouet à l'horizon 2040

Données de base	Unité	Valeur
Type de réseau	/	Unitaire
Equivalent d'habitant	/	102413
Débit journalier	m ³ /j	16386
Débit moyenne horaire	m ³ /h	682,75
Débit de pointe de temps sec	m ³ /h	1212
Débit diurne	m ³ /h	1024,125
Débit de pointe par seconde	m ³ /s	0,34
Débits de pointe journalière	m ³ /j	29088
Charges polluantes		
Charge en DBO ₅	kg/j	6145

Charge en MES	kg/j	9217
P	kg/j	205
NTK	kg/j	1536

Les analyses des eaux usées de la commune démontrent de fortes teneurs en matières bactériologiques, et une concentration d'azote et de phosphore assez élevée. L'azote et le phosphore sont des éléments qui contribuent à l'eutrophisation au niveau des bassins induit par la suite le changement du régime des bactéries. Fin d'éviter cela, nous adopterons une filière d'épuration des eaux usées qui prendra en charge le traitement du carbone, d'azote et le phosphore.

2) Nature de traitement

Nous avons proposé un système par boues activées-faible à très faible charge pour le STEP du Ghazaouet.

3) Dimensionnement des ouvrages de la station

Le dimensionnement des ouvrages de la station se fait à partir du débit de pointe et des charges polluantes en DBO5 et en MES.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (V) au débit de pointe de chaque ville à l'horizon 2040

- $Q_{p_Ghazaouet_2040} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s}$

❖ Poste de relevage :

▪ Bâche de pompage :

L'ouvrage se présente sous la forme d'un parallélépipède vertical. Il sera réalisé en béton armé. Le dimensionnement de la bâche de pompage est basé sur le volume utile (V_u) calculé par la formule :

$$V_u = \frac{Q_p}{4 * z}$$

Avec : Q_p : débit de pointe horaire.

Z : Nombre maximal de démarrage par heure est fixé de 6 à 10 en fonction de la puissance de la pompe. On fixera Z à 6.

D'où : $V_u = \frac{1212}{4 * 6} = 50.5 \text{ m}$

❖ Ouvrages de prétraitement

Pour le dimensionnement de prétraitement on prendra même formule de Nedroma

1) Dégrillage

Tableau IV. 22: Caractéristiques des trois dégrilleurs.

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Paramètres	2 Grilles grossières	Grilles fine
Diamètre des barreaux (mm)	20	10
Espacement entre les barres (mm)	80	10
Pente par rapport à l'horizontal (°)	80	80
Vitesse à travers les grilles (m/s)	1.5	1.5
Hauteur du tirant d'eau	1	1
Facteur de forme :K	1,79	1,79
Accélération de pesanteur (m/s ²)	9,81	9,81

a) Calcul de la surface de grille :

- Pour la grille grossière :

$$S = 0,34 / 1.5$$

$$S = 0,23 \text{m}^2$$

▪ Pour la grille fine :

$$S = 0,34 / 1.5$$

$$S = 0,23 \text{m}^2$$

b) Calcul de la largeur (l) :

AN : On choisit une hauteur d'eau $H_e = 1 \text{m}$, et $\alpha = 80^\circ$

On prend $c = 0,5$ (grille automatique) et $c = 0,25$ (grille manuelle).

▪ Pour la grille grossière :

$$\theta = 0,02 / (0,08 + 0,02)$$

$$\theta = 0,2$$

➤ Manuelle

$$l = \frac{0,23 \times \sin(80)}{1(1 - 0,2)0,25}$$

$$l=1,13\text{m}$$

- Pour la grille fine :

$$\theta = 0,01 / (0,01 + 0,01), \quad \theta = 0,5$$

- Automatique

$$l = \frac{0,23 \times \sin(80)}{1(1-0,5)0,5}$$

$$l=0,91\text{m}$$

-

Manuelle

$$l = \frac{0,23 \times \sin(80)}{1(1-0,5)0,25}$$

$$l=1.81\text{m}$$

- c) Longueur de la chambre des grilles :

- Pour la grille grossière :

- Manuelle

Pour un diamètre $\phi = 800$ mm, $L_1 = \frac{1,13-0,8}{2\text{tg}20} = 0.45$ m

D'autre part $L_2 = (\frac{1}{2})L_1 = (1/2)0.45 = 0.23$ m

D'où $L = 0.45 + 0.23 + 2 = 2.68$ soit $L = 3$ m

- Pour la grille fine :

- Automatique

$$L_1 = L_1 = \frac{0,91-0,8}{2\text{tg}20} = 0.15$$
 m

D'autre part $L_2 = (\frac{1}{2})L_1 = (1/2)0.15 = 0.1$ m

D'où $L = 0.15 + 0.1 + 2 = 2.25$ soit $L = 2$ m

Manuelle

$$L_1 = \frac{1,81-0,8}{2\text{tg}20} = 1.4$$
 m

D'autre part $L_2 = (\frac{1}{2})L_1 = (1/2)1.4 = 0.69$ m

D'où $L = 1.4 + 0.69 + 2 = 4.09$ soit $L = 4$ m

d) Calcule de nombre des barreaux

AN :

- Pour la grille grossière :

- Manuelle

$$N_b = \frac{1,13 - 0,08}{0,08 + 0,02}$$

$$N_b = 11 \text{ barreaux}$$

$$N_e = 11 + 1$$

$$N_e = 12$$

Pour la grille fine :

- Automatique

$$N_b = \frac{0,91 - 0,01}{0,01 + 0,01}$$

$$N_b = 45 \text{ barreaux}$$

$$N_e = 45 + 1$$

$$N_e = 46$$

- Manuelle

$$N_b = \frac{1,81 - 0,01}{0,01 + 0,01}$$

$$N_b = 90 \text{ barreaux}$$

$$N_e = 90 + 1$$

$$N_e = 90$$

e) Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de Kirchmer Δ_h :

AN : - Pour la grille grossière :

$$\Delta_h = 1,79 \left(\frac{0,02}{0,08} \right)^{4/3} \times \frac{1,5^2}{2 \times 9,81} \sin 80^\circ$$

$$\Delta_h = 0,03$$

- Pour la grille fine :

$$\Delta_h = 1,79 \left(\frac{0,01}{0,01} \right)^{4/3} \times \frac{1,5^2}{2 \times 9,81} \sin 80^\circ$$

$$\Delta_h = 0,02$$

f) Calcul du volume des déchets retenus:

AN :

- Pour la grille grossière :

$$V_{\max}(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{96074 \times 5 \times 10^{-3}}{365} = 1,32 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Pour la grille fine :

$$V_{\max}(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{96074 \times 10 \times 10^{-3}}{365} = 2,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

2) Dessablage

a) Surface utile du dessableur :

$$S = \frac{Qp}{V} \text{ [58]}$$

AN : On prend une vitesse de chute des particules sableuses de 15 m/h.

$$S = \frac{1212}{15} = 80,8 \text{ m}^2$$

b) Largeur du dessableur :

$$l = \frac{S}{L} \text{ [58]}$$

AN :

Longueur (L): on fixe une longueur de dessablage $L = 20\text{m}$.

$$l = \frac{80,8}{20} = 4 \text{ m}$$

c) Volume du bassin de dessablage :

$$V_{(\text{m}^3)} = Qp \times ts \text{ [58]}$$

AN : On prend $ts = 8 \text{ min}$

$$V_{(\text{m}^3)} = 20,2 \times 8 = 156,4 \text{ m}^3$$

d) La hauteur d'eau dans le dessablage :

$$He = \frac{V}{S} \text{ [58]}$$

AN :

$$He = \frac{156,4}{80,8} = 1,94 \text{ m}$$

e) Le débit d'air injecté :

$$Q_{\text{air}} = Qp \times V \text{ [58]}$$

AN : Avec V : volume d'air à injecter (on prend $V = 1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$).

$$Q_{\text{air}} = 1,5 \times 0,34$$

$$Q_{\text{air}} = 0,51 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$$

$$Q_{\text{air}} = 1836 \text{ m}^3/\text{h}$$

3) Déshuileur**a) Volume du déshuileur :**

$$V_{(m^3)} = Q_p \times T_s [60]$$

Le temps de séjour (Ts) variant de 3 à 10 min (on prend ts = 10 min).

AN : $V_{(m^3)} = 1212 \times (10/60) = 202 \text{ m}^3$

b) Surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_{asc}} [60]$$

La vitesse ascensionnelle des huiles qui varie de 15 à 20 m/h

AN : On prend $V_{asc} = 15 \text{ m/h}$

$$S_h = \frac{1212}{15} = 80,8 \text{ m}^2$$

c) Hauteur d'eau :

$$H_e = \frac{V}{S_h} [60]$$

AN :

$$H_e = \frac{202}{80,8} = 2,5 \text{ m}$$

d) Longueur du déshuileur :

$$L = \frac{S_h}{l} [60]$$

Pour une largeur du désuileur $l_{\text{Désuileur}} = 5 \text{ m}$ ($2 \text{ m} < l_{\text{Désuileur}} < 6 \text{ m}$)

AN : $L = \frac{80,8}{5}$

$$L = 16,16 \text{ m} \quad \text{Nous prenons } L = 16 \text{ m}$$

e) Quantité d'air injecté:

Elle est de : $5 \text{ m}^3/\text{h} / \text{m}^3$

AN : Quantité d'air injectée par heure = $5 \times 202 = 1010 \text{ m}^3/\text{h}$

f) Quantitatif des résidus du déshuileur :

La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 g/m³

AN : On prend la teneur des eaux usées en matières = 70 g/m³

$$D'où: Q_{desh} = \frac{70 \times 16386}{1000} = 1147 \text{ kg/j}$$

❖ Traitement biologique:

1) Dimensionnement de la boue activée :

On suppose un rendement d'épuration $R = 85 \%$ pour moyenne charge (80-90)

$$R = \frac{l_0 - l_s}{l_0}, \text{ d'où } l_s = (l_0 - R \times l_0) [61]$$

Avec: l_0 : la charge organique en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération (kg/j)

l_s : la charge organique en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération (kg/j)

$$l_s = (l_0 - R \times l_0) = (6145 - 0.85 \times 6145) = 921.75 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

D'où la charge organique à éliminée $l_e = l_0 - l_s = 6145 - 921.75 = 5223.25 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$.

a) Volume du bassin d'aération:

Il est calculé par l'équation suivante : $V_{ba}(\text{m}^3) = \frac{l_0}{C_v} [61]$

C_v : charge volumique appliquée (on prend $C_v = 1 \text{ kgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$, C_v moyenne charge 0.5 à 2)

$$\text{D'où } V_{ba}(\text{m}^3) = \frac{6145}{1} = 6145 \text{ m}^3$$

b) Masse de boue dans le bassin d'aération:

Elle est déterminée par l'expression suivante: $M_b = \frac{L_0}{C_m}$

Avec C_m : Charge massique appliquée (C_m à moyenne charge 0.2 à 0.5 on prend $C_m = 0.4 \text{ kgDBO}_5/\text{kgMVS/j}$)

$$\text{D'où } M_b = \frac{6145}{0.4} = 15362.5 \text{ kg}$$

D'où la concentration en boues dans le bassin d'aération: $C_b = \frac{M_b}{V} = \frac{15362.5}{6145} = 2.5 \text{ g/l}$

c) Dimension du bassin d'aération:

- **Surface du bassin:** On fixe une hauteur $h = 5 \text{ m}$, la surface sera:

$$S_b = \frac{V}{h}$$

$$S_b = \frac{6145}{5} = 1229 \text{ m}^2$$

- **Largeur:** Prenons une longueur de 24 m, la largeur sera:

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

$$l = \frac{1229}{24} = 51.2 \text{ m}$$

d) Temps de séjour: les temps de séjour dans le bassin d'aération sont:

a/ pour le débit moy journalier: $T_s = \frac{V}{Q_{moy}} [61]$

$$T_s = \frac{6145}{682.75} = 9 \text{ h}$$

b/ pour le débit de pointe par temps sec: $T_s = \frac{V}{Q_p}$

$$T_s = \frac{6145}{1212} = 5 \text{ h}$$

e) Qualité de l'effluent à la sortie:

Pour une appréciation de l'effluent épuré à la sortie du bassin d'aération, on utilisera la formule suivante :

$$S_{fb} = \frac{S_0}{1 + k \cdot [C'a] \cdot T_s \cdot (1,02)^{T^\circ - 20}}$$

S_0 : la concentration de DBO₅ à l'entrée.

K: coefficient cinétique de dégradation (K = 0.4 pour une eau usée domestique).

[C'a]: concentration en matière actives dans le bassin d'aération (soit 50% de la concentration en boue [C_b]).

$$[C'a] = \frac{[C_b]}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ mg/l}$$

T_s : temps de séjour (h) et T° : la température moyenne d'eau = 30°C.

Les calculs de S_{fb} donnent :

• Pour le débit moy horaire:

$$S_{fb} = \frac{375}{1 + 0.4 \cdot 1.25 \cdot 9 \cdot (1.02)^{30 - 20}} = \frac{375}{6.485} = 57.8 \text{ mg/l,}$$

$$\text{Soit un rendement de: } N\% = \frac{375 - 57.8}{375} = 0.8458 = 84.58 \%$$

• Pour le débit de pointe:

$$S_{fb} = \frac{375}{1 + 0.4 \cdot 1.25 \cdot 5 \cdot (1.02)^{30 - 20}} = \frac{375}{4.047} = 92.66 \text{ mg/l,}$$

$$\text{Soit un rendement de : } N\% = \frac{375 - 92.66}{375} = 0.753 = 75.3 \%$$

f) Besoins en oxygène:

Les besoins en oxygène pour le bassin d'aération sont donnés par la formule suivante:

$$q_{O_2} = a' L_e + b' x_e \quad [59]$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons : $0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MES/j.}$

On prendre **$C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS.j}$**

$$\text{Donc } a' = 0,53$$

$$X_e = L_0 / C_m$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

$$b' = 0.13 C_m^{-0.05} = 0.14 \text{ gO}_2/\text{MVS.}$$

- Pour le débit de pointe:

$$q_{O_2} = 0.53 \times 5223.25 + 0.14 \times 15362.5$$

$$q_{O_2} = 4919 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

- Pour le débit moy horaire:

$$q_{O_2} / 24 = q_{O_2} / 24$$

$$q_{O_2} / 24 = 4919 / 24$$

$$q_{O_2} / 24 = 205 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

g) Calcul de l'aérateur à installer:

On a le volume du bassin $V_b = 6145 \text{ m}^3$, $h = 5 \text{ m}$ et $S_b = 1229 \text{ m}^2$

On choisit une puissance absorbée par m^2 de bassin d'aération $P_a = 80 \text{ w/m}^2$

- La puissance de brassage pour toute la surface du bassin sera alors de:

$$W_m = S_b \times P_a \text{ [61]}$$

$$W_m = 1229 \times 80 = 98320 \text{ w} = 98.32 \text{ kw}$$

- La quantité totale d'oxygène transférée par unité de surface est donnée par l'expression:

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times P_a + 1$$

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 = 1.158 \cong 1.16 \text{ kgO}_2/\text{kw.h}$$

- Coefficient de transfert d'oxygène N: il est donné par la formule suivante :

$$N = \frac{(N_b(\beta + [O_2]_s - [O_2]) \cdot \alpha \cdot \theta^{T-20})}{[O_2]_s} \text{ [61]}$$

$$= \frac{1.16(0.9 \cdot 9.2 - 1.5) \cdot 0.9 \cdot (1.02)^{30-20}}{9.2} = 0.94 \text{ kgO}_2/\text{kw}$$

- besoin en énergie de l'aérateur:

En fonctionnement normal, l'apport spécifique en énergie des aérateurs (E_s) est de 1.5 à $1.8 \text{ kgO}_2/\text{kw.h}$, on prend $E_s = 1.8 \text{ kgO}_2/\text{kw.h}$

Les besoins en oxygène des aérateurs sont évalué à: $q(O_2) = 205 \text{ kgO}_2/\text{h}$

L'énergie à fournir sera:

$$E = \frac{Q(O_2)}{E_s}$$

$$E = \frac{205}{1.8} = 114 \text{ kw}$$

- La puissance nécessaire à l'aération sera: $W_a = \frac{Q(O_2)}{N}$

$$W_a = \frac{205}{0.94} = 218 \text{ kw}$$

- Nombre d'aérateurs pour le bassin: $n = \frac{W_a}{W_m}$

$$n = \frac{218}{98.32} = 2.2 \text{ (soit } n \cong 2 \text{)}$$

2) Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire):**a) Surface du décanteur :**

On prend une vitesse de chute des particules dans l'ouvrage $V_c = 1.2 \text{ m/h}$. La surface horizontale du décanteur sera calculée par la formule suivante:

$$Sh = \frac{Qp}{V_c}$$

$$Sh = \frac{1212}{1.2} = 1010 \text{ m}^2$$

b) Volume du décanteur : Pour Le temps de séjour : $t_s = (1,5 ; 2) \text{ heures}$.

Nous prenons $t_s = 1,5 \text{ h}$. le volume du décanteur est calculé avec l'expression suivante:

$$V(\text{m}^3) = Qp \times T_s$$

$$V(\text{m}^3) = 1212 \times 1.5 = 1818 \text{ m}^3$$

c) Hauteur du décanteur:

La hauteur du décanteur est tirée de l'équation :

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

$$H = \frac{1818}{1010} = 1.8 \text{ m.}$$

d) Diamètre du décanteur:

Il est calculé par la formule suivante: D'où $D = \sqrt{4 \times 1010 / 3.14} = 35.9 \text{ m}$

e) Temps de séjour:

- Pour le débit moy horaire :

$$T_s = \frac{V}{Qm} = \frac{1818}{682.75} = 2.66 \text{ h} \quad (\text{soit } T_s = 3 \text{ h})$$

- Pour le débit de pointe:

$$T_s = \frac{V}{Qp} = \frac{1818}{1212} = 1.5 \text{ h (soit } T_s = 2 \text{ h)}$$

❖ Traitement complémentaire**1) Bassin de désinfection :**

L'eau épurée provenant du clarificateur contient encore des germes pathogènes, la désinfection de cette eau est obtenue par l'action d'agents chimiques, soit une solution d'hypochlorite de sodium (Eau de Javel). L'eau à désinfecter traverse un bassin de contact constitué par des chicanes.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher. Pour les deux STEP on propose une désinfection par le chlore. Les caractéristiques du bassin de désinfection que nous proposons sont:

- La hauteur d'eau dans le bassin: $H_e = 2\text{m}$
- Temps de contact (t_c) varie entre 15 à 30 min, on prend $t_c = 15\text{ min}$

On adopte alors une dose de 3 g/m^3 pendant 15 minutes

$$Q_{CF} = \frac{1,5(a \cdot Q_p)}{1000} \quad [61]$$

Avec : Q_{CF} : quantité de chlore actif nécessaire ; Q_p : débit de pointe,

a : dose de chlore actif

AN :

•Quantité de Chlore actif:

La quantité de chlore actif est donnée par la relation:

$$Q_{cf} = \frac{1,5 \times (a \times Q_p)}{1000} \quad \text{Avec } a: \text{dose de chlore actif} = 3\text{ g/m}^3$$

$$\text{Donc: } Q_{cf} = \frac{1,5 \times (3 \times 1212)}{1000} = 5.45\text{ kg/h}$$

• Quantification du débit de la pompe doseuse (Q_p) :

Sachant que un (1) litre d'eau de javel à 47°C Chlorométrique et à 0° sous une pression de un 1 bar pèse 3,17g :

$$47^\circ \times 3.17 = 150\text{g}$$

$$\text{le débit de la pompe doseuse est : } Q_d = \frac{Q_{cf} \times 1000}{150} \quad [61]$$

AN :

$$Q_d = \frac{5.45 \times 1000}{150} = 36.36\text{ l/h.}$$

• Volume et surface du bassin :

Le volume du bassin est donné par :

$$V = Q_p \times t_c$$

AN : Le volume du bassin est donné par la relation suivante:

$$\begin{aligned} V(\text{m}^3) &= Q_p \times t_c \\ &= 1212 \times 15/60 = 303\text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{La surface: } S(\text{m}^2) = V(\text{m}^3)/H_e$$

$$= 303/1 = 303\text{ m}^2$$

Supposons qu'on prend la longueur du bassin $L = 13\text{ m}$, donc la largeur

$$l = S(\text{m}^2)/L(\text{m})$$

$$= 303/13 = 23.31\text{ m}$$

2) Bassin de stockage :

Pour la réutilisation des eaux épurées, nous proposons un bassin de stockage rectangulaire à ciel ouvert de 300 m^3 , de dimensions:

$$* \text{ Hauteur d'eau } H_e = 1.5 \text{ m}$$

$$* \text{ Surface: } S = V/H_e = 300/1.5 = 200 \text{ m}^2$$

$$* \text{ Longueur } L = 16 \text{ m, Donc la largeur: } l = S/L = 200/16 = 12.5 \text{ m}$$

❖ Traitement des boues :

Les boues issues du traitement biologique totalement stabilisées, elle ne nécessite généralement aucun traitement complémentaire, elles sont alors envoyées directement vers l'ouvrage d'épaississement puis vers la déshydratation mécanique ou naturelle, dans des lits de séchage.

• Production des boues

Détermination des boues produites ΔX :

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

Avec :

a_m : Coefficient de rendement cellulaire ($\text{kg MVS} / \text{kg DBO}_5$) = 0,85

L_e : DBO_5 éliminé = $5223.25 \text{ kg DBO}_5 / \text{j}$

b : Coefficient de respiration endogène = 0,065

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération = $X_a \cdot V_{ba}$

f : Facteur de la quantité organique non biodégradable

X_d : Fraction organique non biodégradable = $0,3 \times 0,7 \text{ MES}$

X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent = 30 mg/l

X_{\min} : Fraction minérale dans les MES = $0,3 \text{ MES}$

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 :

$$\Delta X_2 = 0,25 a_m \cdot L_e + f \cdot X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}}$$

$$0,25 \cdot a_m \cdot L_e = 0,25 \times 0,85 \times 5223.25 = 1109.9 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

$$f \cdot X_d = 0,3 \times 0,7 \times 26600 = 5586 \text{ kg/j}$$

$$X_{\min} = 0,3 \times 26600 = 7980 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times 10^{-3} \times 54720 = 0,03 \times 54720 = 1641,6 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$\Delta X_2 = 13034.34 \text{ kg/j}$$

Donc la production totale égale à $\Delta X_t = \Delta X_1 + \Delta X_2$

$\Delta X_t = 15362.5 + 13034.34 = 28397 \text{ kg/j}$
--

• **Epaississement**

La boue issue de clarificateur est introduite dans le bassin de recirculation est pompée au épaisseur, c'est en général la première étape du traitement des boues.

La boue épaissie est extraite en fond d'ouvrage, tandis que le liquide surnageant est évacué le plus souvent par le haut, puis recyclé en tête de station

La surface de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$S = \Delta X / C_s$$

La charge spécifique C_s est comprise entre 25 et 30 kg.MS / m².j.

Pour $C_s = 30 \text{ kg.MS/ m}^2.\text{j}$ on a $S_1 = 9217 / 30 = 307 \text{ m}^2$

et $C_s = 25 \text{ kg.MS/ m}^2.\text{j}$ on a $S_2 = 28397 / 25 = 1136 \text{ m}^2$

On choisira alors une surface de l'épaisseur égale à 307 m²

On adoptera deux (02) épaisseurs de surface unitaire égale à 428 m².

Calcul du diamètre :

$$D_U = \sqrt{4 \times S_u / \pi} = \sqrt{4 \times 428 / 3,14} = 24,7 \text{ m}$$

Pour une hauteur de 4 m, le volume unitaire de l'épaisseur sera de :

$$V_U = 1912 \text{ m}^3.$$

L'épaisseur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20°.

Hauteur du cône :

$$h = \tan \beta \times (D-d) / 2$$

$$h = \tan 20 \times (24,7 - 2,47) / 2 = 4\text{m}$$

• **Lit de séchage des boues :**

Les lits de séchage sont généralement mis en oeuvre en disposant dans des bassins en béton, des couches de sable et de gravier comme suit :

- ✓ Première couche : (15- 20) cm de gravier gros de (10 - 40) mm,
- ✓ Deuxième couche: (5 -10) cm de gravier fins de (5 - 10) mm,
- ✓ Troisième couche : (10- 20) cm de sable lavé de (0,5 – 1,5) mm, (En contact avec la boue).

Les caractéristiques géométriques et du temps de séjours dans les lits de séchages sont les suivants :

Si on adoptera une surface de 1 m² pour 14 EH, et vu le climat favorable à la déshydratation des boues dans notre pays, la surface totale des lits de séchage est:

$$S(m^2) = EH/14 [58]$$

$$= 102413 /14 = 7315 \text{ m}^2$$

Si on opte pour des lits de dimension unitaire L = 60 m et l = 20m, soit une surface unitaire Su = 60×20 = 1200m², Le nombre des lits est alors de:

$$N = S/S_u$$

$$= 7315/1200 = 6 \text{ lits de séchages}$$

Tableau VI.23 : Fiche technique de STEP du Ghazaouet

Paramètres		Unité	Valeurs
Dégrillage			
Grille grossière manuelle	Espacement des barreaux	mm	80
	la largeur	m	1.13
	longueur	m	3
	Hauteur d'eau	m	1
	nombre des barreaux	/	11
	Nombre d'espacement	/	12
	Les pertes de charges	m	0.03
	volume des déchets retenus:	m ³ /j	1.32
Grille fine automatique	Espacement des barreaux	mm	10
	la largeur	m	0.91
	longueur	m	2
	Hauteur d'eau	m	1

	nombre des barreaux	/	45
	Nombre d'espacement	/	46
	Les pertes de charges	m	0.02
	volume des déchets retenus:	m ³ /j	2.63
Grille fine manuelle au secours	Espacement des barreaux	mm	10
	la largeur	m	1.81
	longueur	m	4
	Hauteur d'eau	m	1
	nombre des barreaux	/	90
	Nombre d'espacement	/	91
	Les pertes de charges	m	0.02
	volume des déchets retenus:	m ³ /j	2.63
dessablage			
Débit de pointe en temps sec		m ³ /h	1212
Vitesse de sédimentation		m/s	1
Surface utile		m ²	80.8
Largeur		m	4.04
longueur		m	20
Volume du bassin		m ³	156.4
La hauteur d'eau		m	1.94
Le débit d'air injecté		m ³ /h	1818
Déshuileur			
Volume du déshuileur		m ³	202
Surface horizontale		m ²	80.8
Hauteur d'eau		m	2.5
largeur		m	5
Longueur		m	16.16
Quantité d'air injecté		m ³ /h	1010
Quantitatif des résidus du déshuileur		Kg/j	1147
Traitement biologique			
Bassin	Volume	m ³	6145

d'aération	Masse des boues	Kg	15362.5
	Surface	m ²	1229
	Largeur	m	51.2
Temps de séjour	Pour débit moyen journalier	h	9
	Pour débit de pointe par temps sec	h	5
Qualité de l'effluent à la sortie	Pour débit moyen horaire	mg/l	57.8
	Pour débit de pointe	mg/l	92.66
Besoins en oxygène	Charge massique		0.4
	Pour débit de pointe	Kgo ₂ /L	4919
	Pour débit moyen horaire	Kgo ₂ /L	205
L'aérateur à installer	la puissance de brassage	Kw	98.32
	Quantité d'oxygène transférée	Kgo ₂ /kw	1.16
	Coefficient de transfert d'oxygène	Kgo ₂ /kw	0.94
	Besoins en oxygène	kw	114
	La puissance	kw	218
	Nombre d'aérateur	/	2
décanteur	Surface	m ²	1010
	Volume	m ³	1818
	hauteur	m	1.8
	diamètre	m	35.9
	Temps de séjour pour Qm horaire	h	3
	Temps de séjour pour Qm horaire	h	2
Traitement complémentaire			
Bassin de désinfection	Quantité de chlore actif	Kg/h	5.45
	Quantification de débit de la pompe	L/h	36.36

	volume	m ³	303
	surface	m ²	303
	La longueur	m	13
	La largeur	m	23.31
Bassin de stockage forme rectangulaire	La hauteur	m	1.5
	Surface	m ²	200
	La longueur	m	16
	La hauteur	m	12.5
Traitement des boues			
Lit de séchage des boues	Surface	m ²	1200
	Nombre des lite	/	6

➤ **Schéma de la 2^{ème} STEP**

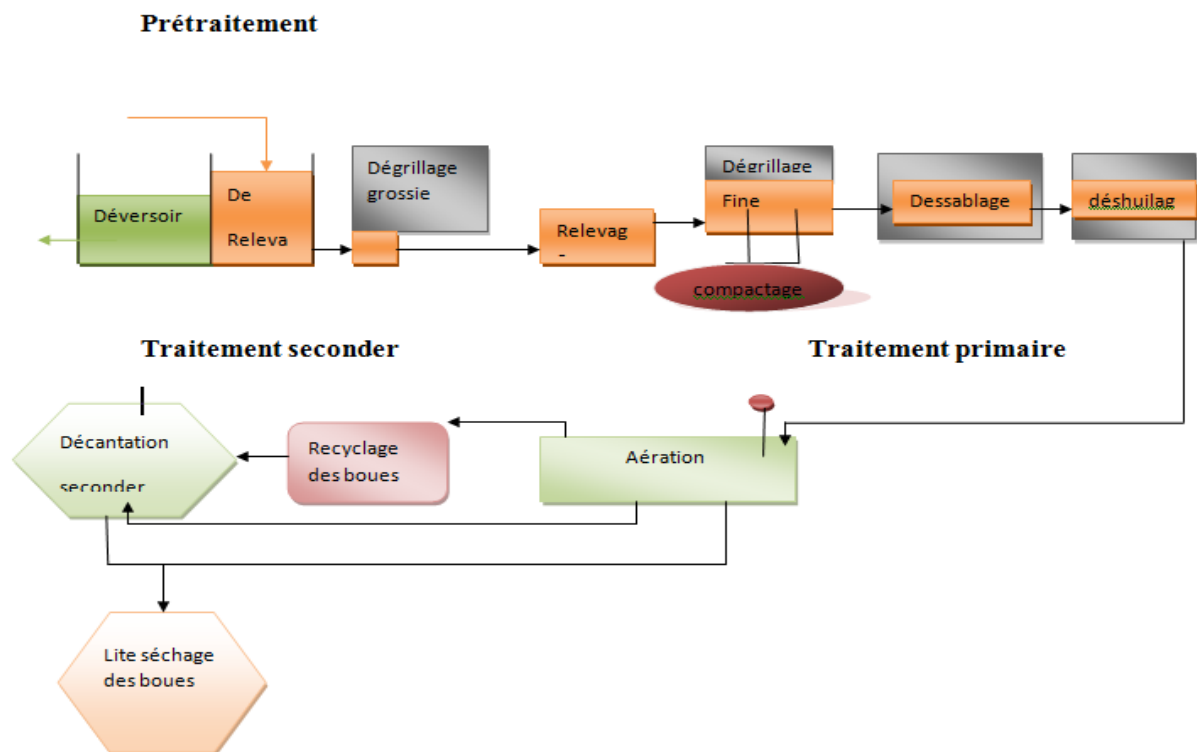


Schéma IV.2: Schéma synoptique de STEP par boue active

IV.4. Ritualisation des eaux usées épurées pour l'irrigation**a) Mode d'utilisation**

La demande d'eau réutilisée peut être permanente ou temporaire. Elle dépend essentiellement du type de climat (existence ou non de période bien individualisée de déficit en eau du sol).

b) Demande d'eau

La demande d'eau du point de vue qualitative et quantitative est conditionnée par :

- Le climat (ensoleillements, précipitations, températures et vents).
- Le sol (perméabilité, qualité, salinité, disposition pour le colmatage).
- Adaptation des cultures.
- Méthodes de cultures.
- Prescriptions sanitaire (pour éviter les risques de toxicité chimique et bactériologique des consommateurs du personnel d'exploitation et du voisinage immédiat dans l'air et dans le sol ou dans la nappe souterraine).
- Qualité de l'eau à utiliser.

c) choix du type d'irrigation

Les systèmes d'irrigations pratiqués dans le domaine de l'agriculture sont, l'aspersion, le goutte à goutte et l'irrigation gravitaire. Mais dans la réutilisation des eaux usées épurées nous préconisons à **l'irrigation gravitaire et par goutte à goutte**.

Le système par aspersion est à écarter car il y'a le risque de contamination par pâturage du milieu voisinant. Et la réutilisation exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.

- Irrigation à la raie ou par rigole (systèmes gravitaire) :

Les pertes par efficiences (évaporation, percolation et infiltration) sont estimées à **0,75**.

Ce système présente un danger de la contamination de la nappe.

- Irrigation par goutte à goutte (systèmes localisé), les pertes par efficiences (percolation et infiltration) sont estimées à **0,85**.

d) Besoins en eau des cultures

Dans un premier temps, la détermination des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance de divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologique de la région.

- Les données climatiques donneront les indications nécessaires concernant les besoins en eau de la culture ;

- Les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol ;
- Les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.

e) Périmètre d'irrigation à partir des STEP

Lors de notre visite des lieux, des périmètres d'irrigation sont situés en amont des STEP. Pour la commune de Nedroma, les meilleures terres sont situées en aval et sur la rive gauche de la ville, plus précisément entre Tounane, Tiente et Khouriba, par contre sur les plaines alluviales se trouvant en aval de la STEP longeant Oued T'Lata sont presque négligeables.

Pour le périmètre qui sera irrigué à partir de la STEP de Ghazaouet, les meilleures terres sont situées en amont de l'ouvrage. (Voir les plans de situation)

- Choix du périmètre d'irrigation à partir de la STEP de Nedroma

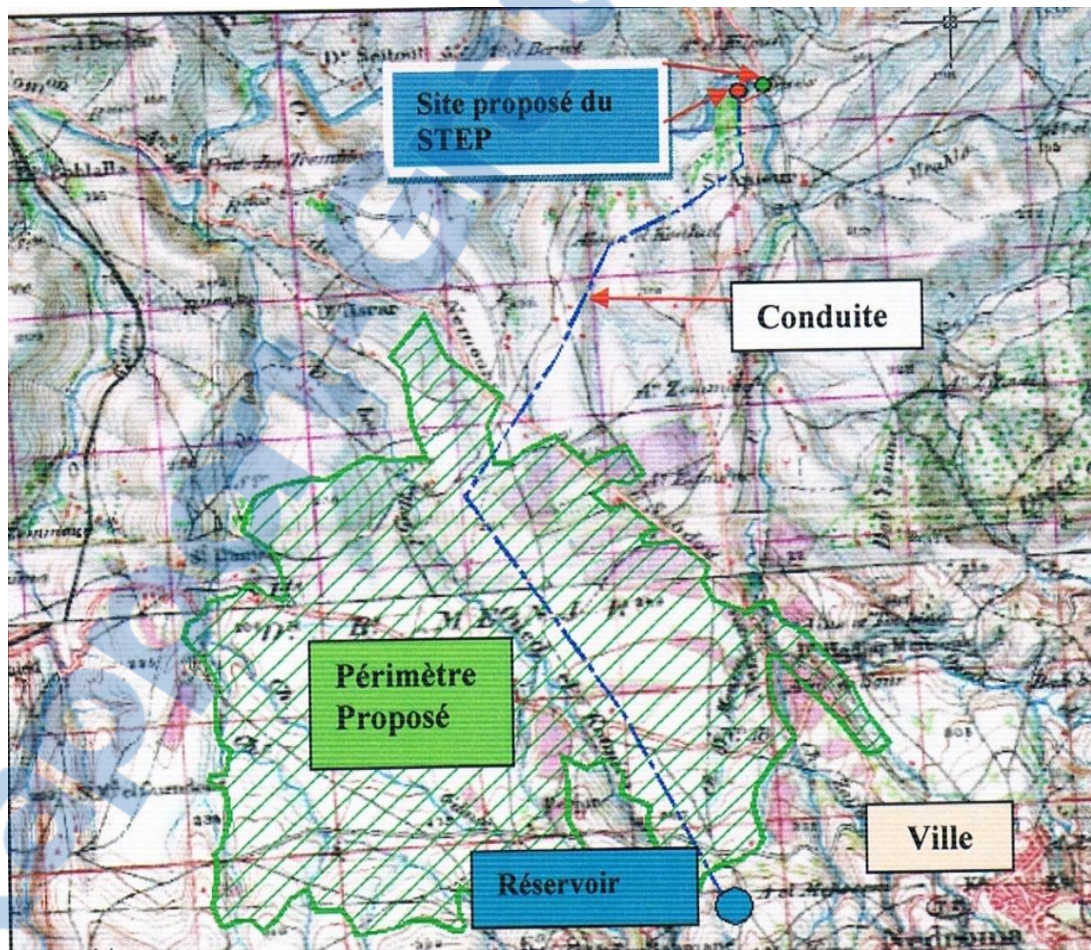
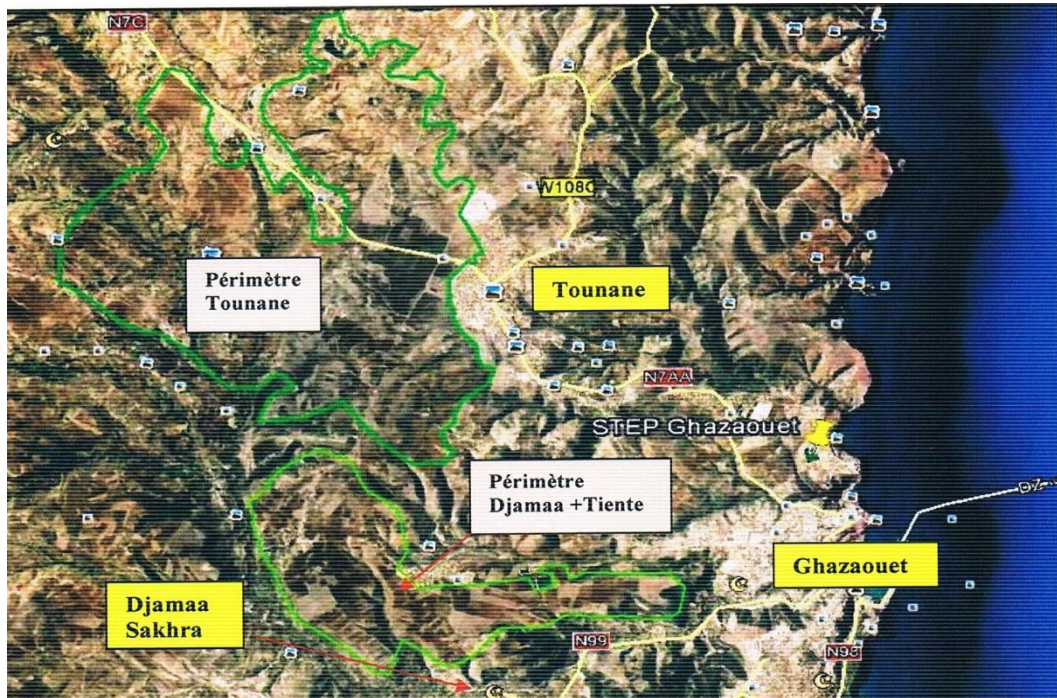


Figure IV.1 : Situation du futur périmètre d'irrigation proposé à partir de la STEP Nedroma [57].

- Choix du périmètre d'irrigation à partir de la STEP de Ghazaouet



FigureIV.2 : Situation du futur périmètre d'irrigation proposé à partir de la STEP Nedroma [57].

IV.5. Conclusion

Dans cette étude, on a mené des calculs pour le dimensionnement des stations d'épurations des eaux usées domestiques de les communes Nedroma et Ghazaouet ont été proposées à savoir:

- Nedroma : épuration par Lagunage aéré
- Ghazaouet: épuration par Boues activées

La future station de Nedroma est de type Lagunage aéré, elle est dimensionnée à moyenne charge avec un débit moyen horaire égale à 380.83 m³/h avec une capacité de 57125 EH. Le prétraitement est précédé par dégrillage, dessablage et déshuilage. Le poste de dégrillage doit comporter 3 grilles (grossier manuel, fin automatique et fin manuel). Le traitement biologique est précédé par deux bassins d'aération. Un poste de désinfection s'avère indispensable afin de réduire au maximum les germes pathogènes non éliminés au cours de traitement biologique et un traitement de séchages des boues qui doit se faire dans 9 lits de séchages.

Pour la station de Ghazaouet de type Boues activées, elle est dimensionnée à moyenne charge avec un débit moyen horaire égale à 682.75 m³/h avec une capacité de 102413 EH. Le prétraitement est précédé même de Nedroma. Le traitement biologique est précédé par un bassin d'aération et décanteur secondaire. Un poste de désinfection s'avère indispensable afin

de réduire au maximum les germes pathogènes non éliminés au cours de traitement biologique et un traitement de séchages des boues qui doit se faire dans 6 lits de séchages.

On a proposé de faire un déversoir d'orage avant le prétraitement. Ces déversoirs présentaient initialement tous la forme de baies statiques. Une baisse de la fréquence des déversements et des volumes d'effluents rejetés en temps de pluie. La modernisation du déversoir doit permettre de répondre aux différents objectifs suivants :

-la réduction de la fréquence de sollicitation, et si possible la suppression des rejets pour les pluies autres qu'exceptionnelles ;

- par suite, la réduction des volumes d'effluents rejetés en Seine ;
- par suite, la réduction des quantités de flottants rejetées en Seine ;
- la protection contre les retours d'eau en période de crue de Seine

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

L'objectif de notre travail est d'étudier la faisabilité d'un système d'épuration des eaux résiduaires des localités de Nedroma et de Ghazaouet. à travers une estimation du débit des eaux usées à évacuer et un calcul de la charge polluante en termes de matières polluantes véhiculées par ces effluents. L'horizon de référence qui a été fixé pour l'étude est l'an 2040.

Au terme de cette étude, et d'après les calculs de l'évolution de la population, on a obtenu un résultat d'environ 47603 habitants pour Nedroma et 57923 habitants pour Ghazaouet à l'horizon 2040. Les eaux usées rejetées par cette population engendreront, en effet, un débit considérable (soit $9140\text{m}^3/\text{jour}$ pour Nedroma et $16386\text{m}^3/\text{jour}$ pour Ghazaouet qui représente un important volume d'eaux polluées pouvant contaminer le milieu naturel.

Afin d'éviter cette nuisance, une station d'épuration s'avère nécessaire pour ces localités et qui aura pour objectif de traiter les eaux usées et ainsi protéger l'environnement avoisinant.

Après analyse et traitement des données collectées, la charge polluante à traiter sur l'ensemble des agglomérations dans la zone d'étude sera calculer sur un nombre d'équivalents habitants de 57125 Eq-hab pour Nedroma et 113 382 Eq-hab pour Ghazaouet avec un débit moyen journalier en eaux usées d'environ $9140\text{m}^3/\text{jour}$ pour Nedroma et $16386\text{m}^3/\text{jour}$ pour Ghazaouet rejetées actuellement, à l'état brute dans la nature, ce qui constitue une menace réelle pour la santé et l'environnement.

Après avoir examiné l'état du lieu et recenser toutes les données sur la région, nous avons étudiée la variante du système d'épuration par lagunage aéré pour la ville de Nedroma, et le système boues activées pour la ville du Ghazaouet. Ces installations bien adaptées pour la protection des milieux récepteurs permettent une élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5) et l'azote (N) par nitrification-dénitrification.

Les deux stations d'épurations constituent des pièces maîtresses du projet d'assainissement liquide des deux villes Nedroma et Ghazaouet. Elles représentent la fin de collecte et de transfert des eaux usées et en même temps, c'est le point de départ de toute réutilisation éventuelle des eaux sachant que l'un des plus importants objectifs de mise en place de la station est la réutilisation des eaux épurées pour des fins d'irrigation.

ANNEXE

ANNEXE

Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1991-1998)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	année
Vitesse Moyenne (m/s)	26	28	24	28	23	23	21	23	22	24	27	26	25

L'évapotranspiration potentielle (mm) (1991-1998)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
E.T.P	33	53	98	131	177	203	226	219	138	90	59	28	1455

Bilan hydrique du périmètre

Mois	sept	Nov	Oct	Déc	Janv	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	année
ETP en mm	138	90	59	28	33	53	98	131	177	207	226	219	1455
P en mm	17	32	55	49	44	53	54	39	27	6	1	4	381,05
P.eff=0,8*P	13	25	44	39	35	43	43	31	22	5	1	3	305
B=E.T.P-P.eff-RFU (RFU=0)	125	65	15	-11	-2	10	55	100	155	198	225	216	1150
Besoin cumulé	125	189	204	193	191	201	256	355	511	709	935	1150	5019

Données de températures (°C) de communed GHZAOUET

Mois/année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	juin	Juil	aout
1972	**	20,4	18,44	15,91	12,4	12,36	13,81	13,02	15,11	19,05	22,1	22,42
1973	**	**	18,08	15,74	12,48	12,07	11,57	12,11	13,77	20,17	23,12	**
1974	**	22,56	17,85	15,13	12,17	12,9	12,42	13,03	14,15	20,66	23,11	24,05
1975	**	**	18,82	**	13,47	13,04	13,07	13,77	14,42	19,56	24,19	**
1978	**	21,57	17,51	14,66	15,74	12,39	14,91	13,77	15,04	18,56	22,16	22,78
Moyenne		21,51	18,14	15,36	13,25	12,55	13,16	13,14	14,5	19,6	22,94	23,08

Moyenne mensuelles des humidité absolues(mm de mercure)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fer	Ma	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Humidité absolue (mm mercure)	15,4	15,2	10	8,7	8	7,6	9	9,9	11,1	13,3	16,4	17,8	11,8

BIBLIOGRAPHIE

Référence Bibliographique

- [1] **Dahou Aet Brek A** , lagunage aere en zone aride performance epuratoires cas de (region d'ouargla) , mémoire de master , Département des sciences et technologie , Université d'Ouargla, Année2013.
- [2] **Solène M et David et Milena S** , Traitement des eaux usées, CERES-ERTI ; 24 rue Lhomond 75005 Paris, Année 2013.
- [3] **Zeghoud M**, Etude de système d'épuration des eaux usées urbaines par lagunage naturel de village de méghibra , mémoire de master , Département des sciences et technologie ; Université D'EL –OUED, Année 2014.
- [4] **Djeddi H**, d'Utilisation des eaux d'une station d'épuration pour l'irrigation des essences forestières urbaines, Diplôme de Magistère en Ecologie et Environnement, Année 2007.
- [5] **El alaoui R et Taoussi I**, L'impact du Chrome VI sur le traitement des eaux usées dans la station d'épuration de Marrakech, Eau et Environnement , licence en sciences et techniques,année2012-2013.
- [6] **ATTAB S**, Amélioration de la qualité microbiologique des eaux epurees par boues activées de la station d'épuration haoud berkaoui par l'utilisation d'un filtre a sable local, mémoire de magister, Université kasdi Merbah-Ouargla, Année,2013.
- [7] **Badi H**, Influence de papyrus et de tamarix sur l'élimination du phosphate et de l'azoté des eaux usées urbains, mémoire de master, Université Mohamed Khider – Biskra Faculté des Sciences et de la technologie,Année 2013.
- [8] **Solène M et David R et Milena S** , Traitement des eaux usées, CERES-ERTI ; 24 rue Lhomond 75005 Paris, Année 2013.
- [9] **BENMOUSSA S et GASMI I** , Etude de faisabilité de l'épuration des eaux usées par un lagunage naturel (Cas de la région de M'rara) , Université de Echahid Hamma Lakhdar El Oued, Année 2015.
- [10] **Catherine B(*) et Alain H(**) et Jean-M(**)**, Technologies d'épuration en vue d'une réutilisation des eaux usées traitées (REUT) *Rapport final*, convention de partenariat ONEMA-Cemagref *Domaine : Ecotechnologies et pollutions Action : 28, Réutilisation des eaux traitées* ,Année 2008.

Référence Bibliographique

- [11] **Yao Akpo** ,Evaluation de la pollution des eaux usees domestiques collectées et traitées a la station d'épuration de camberene (dakar), Université Cheikhanta Diop de Dakar Année2006.
- [12] **Baumont S**, Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France, stagiaire ; École nationale supérieure agronomique de Toulouse (ENSAT), Jean-Philippe CAMARD, Agnès LEFRANC, chargés d'études à l'ORS et Antoine FRANCONI ; chargé d'études à l'IAURIF ; D'ILE-DE-France.
- [13] **Vandermeersch S**, Etude comparative de l'efficacité des traitements d'épuration des eaux usées pour l'élimination des micro-organismes pathogènes , en vue de l'obtention du grade académique de diplômé d'Etudes Spécialisées en gestion de l'environnement , Université libre de Bruxelles, Année 2005-2006 .
- [14] **Cauchi** , la réutilisation des eaux usées après épuration, techniques, sciences et méthodes, 2 : 81-118, Année 1996.
- [15] **Boulahai H** et **Smaili O** et **Zerrouki S**,Inventaire des normes existantes en matière de réutilisation des eaux usées en pisciculture ,faculté des sciences de la nature et de la vie et sciences de la terre et de l'univers , diplôme de licence ,Université kasdi Merbah Ouargla Année 2014.
- [16] **Abibsi N** ,Réutilisation des eaux usées épurées par filtres plantes (phytoepuration) pour l'irrigation des espaces verts application á un quartier de la ville de Biskra , mémoire de magister , Universite Mohamed Khider – Biskra , Année 2011.
- [17] **Bouchenak K** et **Racha M** , Comparaison qualitative entre filtration sur sable et filtration sur charbon actif 'application aux eaux usées épurées de la STEP deAin El Houtz', Mémoire de master , d'état Hydraulique , Université de Tlemcen, Année 2015.
- [18] **A. MIZI** , Traitement des eaux de rejets d'une raffinerie des corps gras région deBEJAIA et valorisation des déchets oléicoles , Thèse de doctorat , Université de Badji Mokhtar Annaba Année 2006.
- [19] **Rodier.J** , L'analyse de l'eau naturelle , eaux résiduaire eaux de mer ,8ème Edition DUNOD technique , Paris, Année 2005.
- [20] **Rahou K** , Evaluation des performances des aérateurs de surface de la STEP d'EL-kerma ORAN , mémoire de master ,faculté de chimie , Université d'Oran ,Année 2014.
- [21] **GAÏD A**, Traitement des eaux résiduaires, Techniques de l'Ingénieur l'expertise technique et scientifique de référence,Année 2008.

Référence Bibliographique

- [22] **Baha S** et **Bensari F**, Epuration des eaux usées domestique par boues activées etude de la performoce de la STEP d' Ain el houtz , mémoire de master , d'état Hydraulique ,Université de Tlemcen ,Année2014.
- [23] **Sandrine D** , Carbone Organique Total (COT) , Cellule Mesures et Analyses– LGC Site UPS -,Laboratoire de génie chimique ,Toulouse, Année 2012 .
- [24] : <http://www.rappel.qc.ca/publications/informations-techniques/lac/qualite-eau.html>
- [25] Journal Officiel de la République Algérienne, 2006.
- [26] **Allaoui K**, Modélisation hydraulique d'un bassin d'aération des stations d'épuration des eaux usées, mémoire de magister, d'état Hydraulique, Université Badji Mokhtar-Annaba, Année 2009.
- [27] : <http://etab.ac-poitiers.fr/coll-acamus-la-rochelle/spip.php?article603>
- [28] **Mimeche L** , Etude de faisabilité de l'installation de station d'épuration des rejets urbains par les filtres plantés en milieu aride-Application à la région de Biskra ,Thèse de Doctorat , d'état Hydraulique, Université Mohamed Khider – Biskra, Année 2014 .
- [29] : <http://tpe-jouaud-protain-ribac.e-monsite.com/pages/i-l-assaiissement-de-l-eau.html>
- [30] **Cherif L**, l'influence de la coagulation-floculation et décantation sur le prétraitement des eaux saumâtres, mémoire de master, d'état Hydraulique, Université de Tlemcen, Année 2012.
- [31] **DEGREMONT**, Mémento technique de l'eau , Ed. Technique et Documentation Lavoisier, 8^{ème} édition, 1978.
- [32] : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/1217>
- [33] **Resjeck.F** , Analyse des eaux , aspects réglementaires et techniques, Edition SCERENE, Année 2002 .
- [34] **Grosclaude .G** , L'eau : usage et polluant , Tome II. 4eme Edition: INRA , Paris, Année 1999.
- [35] : <http://slideplayer.fr/slide/1137648/>
- [36] **PNUE / OMS**, Recommandation pour la surveillance sanitaire des zones côtières à usage récréatif et des zones conchylicoles, Bureau régional de l'OMS pour l'Europe, Copenhague, Année 1979.
- [37] **Gerätebau GmbH Hanskampring** , La gamme complète des équipements GUNT pour les opérations unitaires de traitement de l'eau , étude et conseil · ;service technique , mise en service et formation , Barsbüttel · Allemagne.
- [38] : <http://theses.ulaval.ca/archimede/fichiers/24963/apb.html>

Référence Bibliographique

[39] :<http://www.siaepa-yerville.fr/l'assainissement-collectif/les-stations/le-fonctionnement-de-la-station-depuration-de-yerville-bourdainville/>

[40] **Fiche d'exploitation n°1**, Quelques paramètres caractéristiques des boues activées, Année 2006.

[41] **Copyright**, Notions techniques et pratiques sur l'épuration de l'eau et l'évacuation des boues, BIOMA Agro Ecology CO A , Switzerland ; All rights reserved, Année 2006.

[42] **Agence de l'Eau Seine-Normandi** , Guides des procédés épuratoires intensifs proposés aux petites collectivités, Nanterre, Année 1999.

[43] **Marc D** , méthodes analytiques pour influents / effluents de bioréacteurs ou de stations d'épuration , Laboratoire de Biotechnologie environnementale ,EPFL-LBE, 113/132, Année 2013.

[44] **Document procédés extensifs d'épuration**, Office International de l'Eau, Année 2001.

[45] **Hatem D**, Traitement des eaux usées urbaines ,les procédés biologiques d'épuration, Université Virtuelle de Tunis, Année 2008.

[46] :www.epnac.irstea.fr

[47] **Fiche technique sur l'assainissement collectif n° 6** , Le Lagunage naturel , Conseil général de Seine-et-Marne , Fiche AC / filière lagunage naturel.

[48] :<http://www.hellopro.fr/images/produit-2/4/0/9/traitement-biologique-des-effluents-par-lagunage-77904.jpg>

[49] **Sophia B et Zineb T**, Dimensionnement de la station d'épuration de type lagunage de la ville de Chemaia (Province d'El Youssoufia), *Eau et Environnement*, Office national de l'eau potable direction de l'assainissement et de l'environnement Rabat, Année 2011-2012.

[50] **Brice B, Guillaume L, Vincent D, Claire L, Julie M et Mélanie P**, *Les traitements tertiaires : Pour quoi faire ?*, STE 5, Année 2014-2015 .

[51] :<http://www.caue60.com>

[52] **Dossier épuration**, lagunage Fiche ressource n°1, l'épuration de l'eau, ASCO TP.

[53] **Allouche F et Lamri.D et Zahf F**, Surveillance de la qualité bactériologique et physico-chimique des eaux de contamination niveau des trois communes : Ali boussid, Saby, Ben Badis, wilaya de Sidi Bel Abbès, mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en biologie, Université de Sidi Bel Abbès, Année 1999.

[54] **Tarmoul Fateh**, Détermination de la pollution résiduelle d'une station d'épuration par lagunage naturel, cas de la lagune de béni-messous DEUA, Institut des Sciences de la Mer et de l'Aménagement du Littoral, Année 2007.



Référence Bibliographique

[55] thesis.univbiskra.dz/891/3/Chap%201_LES%20EAUX%20USEES_.pdf

[56] (Google Earth)

[57] **Direction de l'Urbanisme et de la construction de la Wilaya de Tlemcen**; Etude de révision du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme ; Le Groupement des communes de Nedroma, Ghazaouet ; Décembre 2008.

[58] **Anonyme ,Technique** d'assainissement step/lagunag .

[59] **Dr. R. SALGH**, Dimensionnement d'une station d'épuration par boues actives, professeur à l'école nationale des sciences appliqués d'agadir

[60] **Zioueche F Z**, étude de dimensionnement d'une station d'épuration par lagunage aère à Moulay Slissen(wilaya de sidi bel abess)mémoire de Master, Université de Tlemcen ,année 2011.

[61] **Anonyme**, Technique d'assainissement STEP/LAGUNAGE, document DHW de Sidi Bel Abbes.