

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
**République Algérienne Populaire et Démocratique**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة بلحاج بوشعيب - عين تموشنت  
**Université BELHADJ Bouchaib / Ain temouchent**



Domaine de Sciences et Technologie

Institut de Technologie

Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

**EPURATION DES EAUX USEES PAR LE PROCEDE SBR DANS  
UNE AGGLOMERATION DE NAAMA**

Soutenu : Le 20-06-2023

Par Ghris Mohammed Belghezal

Devant le jury composé de :

Dr Benchekor H

U.B.B.A.T

Président

Mr Nehari A

U.B.B.A.T

Examineur

Dr Baghli N

U.B.B.A.T

Encadrant

**Année Universitaire : 2022-2023**



# Remerciements

Un grand merci à ALLAH de nous avoir guidés vers le bon chemin  
de la lumière et du savoir.

Je tiens à remercier mon Encadrant Mme Baghli N.  
pour son assistance et ces conseils précieux tout au long de cette  
étude.

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude à ma famille, mes  
amis et aux personnes qui ont contribué de près ou de loin à réaliser  
ce travail.

Enfin, j'adresse un remerciement particulier aux membres du jury  
pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de lire et d'évaluer  
ce travail





# Dédicaces

*Je dédie ce modeste  
travail  
à ma famille  
A mes amis*

---

# Résumé

Les eaux usées traitées sont une ressource importante qui peut être utilisée dans de nombreux domaines (irrigation, industrie, etc.). Pour le traitement, la station d'épuration comprend les étapes suivantes : prétraitement, traitement primaire, traitement secondaire, traitement tertiaire. Dans ce travail, la station d'épuration Naama a été dimensionnée avec la méthode de traitement Séquençage réacteur discontinu. Il s'agit de vérifier si les eaux sortant de cette station sont conformes aux normes algériennes afin d'être réutilisées pour l'irrigation des terres agricoles. La filière de traitement SBR à culture libre, au même titre que la filière à boues activées, sert de stabiliser les paramètres microbiologiques.

**Mots clés :** eaux usée, STEP, boue activée, Séquençage réacteur discontinu, SBR

---

---

# حل الخمر

مياه الصرف الصحي المعالجة هي مورد مهم يمكن استخدامه في العديد من المجالات (الري، الصناعة، إلخ)، كما هو معروف، تشتمل محطة المعالجة على المراحل التالية: المعالجة المسبقة، والمعالجة الأولية، والمعالجة الثانوية، والمعالجة الثالثة.

لقد قمت بتحديد أبعاد محطة معالجة مياه الصرف الصحي في النعامة، باستخدام طريقة المعالجة التسلسلية للمفاعل الدفعي في هذا العمل، تم تحديد أبعاد محطة معالجة مياه الصرف الصحي بالنعامة باستخدام طريقة معالجة تسلسل مفاعل الدفعات. الهدف هو التحقق مما إذا كانت المياه الخارجة من هذه المحطة تتوافق مع المعايير الجزائرية حتى يمكن إعادة استخدامها لري الأراضي الزراعية.

الثقافة الهوائية SBR في قطاع التعليق بالإضافة إلى قطاع الحمأة المنشطة من أجل تثبيت المعاملات الميكروبيولوجية.

**الكلمات المفتاحية:** مياه الصرف الصحي، معالجة مياه الصرف الصحي الحمأة المنشطة، المعالجة التسلسلية للمفاعل الدفعي.

---

---

# Abstract

Treated wastewater is an important resource that can be used in many fields (irrigation, industry, etc.). For the treatment, the wastewater treatment plant includes the following stages: pretreatment, primary treatment, secondary treatment, tertiary treatment. In this work, the Naama wastewater treatment plant was dimensioned with the batch reactor Sequencing treatment method. The aim is to verify whether the water leaving this station complies with Algerian standards in order to be reused for the irrigation of agricultural land. The free-culture SBR treatment process, in the same way as the activated sludge process, serves to stabilize the microbiological parameters.

**Keywords:** wastewater, STEP, activated sludge, sequence bath reactor , SBR

---

# Liste des abréviations

## Nomenclature

<i>Symbole</i>	<i>Description</i>	<i>Unités</i>
$S_0$	Concentration de substrat à l'affluent de l'étang ou STEP	g DCO/L; g DBO <sub>5</sub> /L
$S_e, S_{eff}, S$	Concentration de substrat à l'effluent de l'étang ou STEP	g DCO/L; g DBO <sub>5</sub> /L
$S_{i-j}$	Concentration de substrat interétang i - j	g DCO/L; g DBO <sub>5</sub> /L
$K_e$	Taux d'enlèvement de la DBO <sub>5</sub> ou constante d'Eckenfelder	d-1
t, TRH	Temps de rétention hydraulique ou temps de rétention de boues (TRH=TRB pour étangs sans recirculation de boues)	d
$t_c$	Temps de rétention hydraulique critique	d
FC	Facteur de correction saisonnière pour la conception des étangs	-
T	Température	°C
$K_{e,T}$	Valeur de $K_e$ à la température T	d-1
$K_{e,20}$	Valeur de $K_e$ à 20°C	d-1
$\theta$	Coefficient de correction de température	-
$K_s$	Constante de demi-saturation du substrat de la biomasse hétérotrophe	g DCO/L
$K_n$	Constante de demi-saturation de la biomasse nitrifiante	g N-NH <sub>4</sub> /L
$K_x$	Constante de demi-saturation pour les matières adsorbées	g DBO <sub>5</sub> /g biomasse
$k_d, b_H$	Coefficient de mortalité ou de respiration endogène de la biomasse hétérotrophe	d-1
$k_{dn}$	Coefficient de mortalité de la biomasse nitrifiante	d-1
k	Taux spécifique d'utilisation du substrat	d-1
$k_H$	Taux d'hydrolyse	d-1
$\mu_{max}$	Taux de croissance maximale spécifique (biomasse hétérotrophe)	d-1
Y	Coefficient de synthèse de la biomasse hétérotrophe	g MVES/g substrat

$Y_n$	Coefficient de synthèse de la biomasse nitrifiante	g MVES/g N-NH <sub>4</sub> nitrifié
$R_o$	Demande en oxygène	kg O <sub>2</sub> /h
PX,MES	Production journalière de matière en suspension	kg MES/d
PX,MVES	Production journalière de matière volatile en suspension	kg MVES/d
PX,bio	Production journalière de biomasse	kg MVES/d
$X_H$	Concentration de la biomasse hétérotrophe	g MVES/L; gDCO/L
$DCO_b$	Concentration de substrat biodégradable	g DCO/L
$DCO_p$	Concentration de substrat particulaire	g DCO/L
$DCO_{pb}$	Concentration de substrat particulaire biodégradable	g DCO/L
$DCO_{rb}$	Concentration de substrat rapidement biodégradable	g DCO/L
$X_{o,i}$	Concentration de MVES non biodégradables à l'affluent	g MVES/L
$S_i$	DCO soluble non biodégradable (inerte)	g DCO/L
$NO_x$	Concentration d'azote NTK oxydé en nitrates	g N/L
$S_s$	Concentration de substrat soluble à l'effluent de l'étang	g DCO/L; g DBO <sub>5</sub> /L
$X_s$	Concentration de substrat particulaire à l'effluent de l'étang	g DCO/L; g/DBO <sub>5</sub> /L
$SS_0$	Concentration de substrat soluble à l'affluent de l'étang	g DCO/L; g/DBO <sub>5</sub> /L
$XS_0$	Concentration de substrat particulaire à l'affluent de l'étang	g DCO/L; g/DBO <sub>5</sub> /L
$f_N$	Fraction d'azote contenu dans la biomasse transformée en résidu endogène	g N/g DCO
f	Fraction de biomasse transformée en résidu endogène non biodégradable	-



---

# Liste des figures

Figure 1 Nature de la population des eaux (Djeddi,2007).....	05
Figure 2 vue zoomé d'un bassin d'aération .....	17
Figure 3 clarificateur .....	18
Figure 4 Schéma simplifié d'un système à boues activées .....	18
Figure 5 Cycles biologiques d'une lagune (d'après CEMAGREF) .....	21
Figure 6 Lagune à macrophytes (17).....	22
Figure 7 Ordres des différents bassins (18).....	22
Figure 8 Bassin d'aération .....	24
Figure 9 Emplacement des différents étages .....	25
Figure 10 Lit bactérien .....	28
Figure 11 Lit bactérien avec garnissage traditionnel.....	29
Figure 12 Lit bactérien schéma synoptique détaillé vue de dessus (AERM, 2007).....	30
Figure 13 Lit bactérien schéma synoptique détaillé vue en coupe (AERM, 2007).....	30
Figure 14 Schéma de principe d'une filière classique disque biologique.....	34
Figure 15 Schéma du cycle de fonctionnement du réacteur biologique séquentiel (31).....	36
Figure 16 Localisation géographique de la comune de Naama.....	40
Figure 17 Localisation du site de la station d'épuration de Naama .....	41
Figure 18 Le schéma de principe de la station d'épuration de la ville de Naama.....	42
Figure 19 Bassin versant extra-muros .....	46
Figure 20 Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (sebkha).....	47
Figure 21 Bassins versants des oueds intramuros traversant la ville de Naama jusqu' à l'exutoire final (sbekha) .....	48
Figure 22 Profil en long du thalveg principal.....	49
Figure 23 Carte d'occupation le sol (Nedraoui et al, 1999).....	53
Figure 24 Variation de la température journalière à Mecheria (source ONM) .....	54

---

---

Figure 25 Variation régionale des précipitations en fonction de l'altitude dans les regions steppiques $dp/dh$ gradient altitudinal; $dp/dl$ gradient longitudinal Carte Pluviométrique (ANRH), échelle 1/ 500 000 <sup>e</sup> .....	57
Figure 26 Chronologie des précipitation mensuelles (après restitution) dans le secteur d'étude pluie mensuelle (mm).....	59
Figure 27 Autocorrélation des précipitations mensuelles.....	60
Figure 28 Histogramme des pluies moyennes mensuelles (période du 09/1978- 08/2010)	60
Figure 29 Variation des pluies annuelles dans le secteur d'étude.....	62
Figure 30 Histogramme de croissance de la ville de Naama.....	65
Figure 31 Un dégrilleur mécanique .....	70
Figure 32 Schéma de principe du dégrilleur.....	72
Figure 33 Déssableur -dégraisseur rectangulaire (32).....	74
Figure 34 Réacteur discontinu séquentiel EcoCycle SBR (33).....	78

---

---

# Liste des Tableaux

Tableau 1 Compsants majeurs typiques des eaux usées domestiques (Djeddi,2007) .....	07
Tableau 2 Les virus dans les eaux usées (Asano, 1998) ; www.hc-sc.gc.ca [6] .....	09
Tableau 3 les bactéries pathogènes dans les eaux usées (Asano, 1998).....	10
Tableau 4 les parasites pathogène dans les eaux usées (Asano, 1998).....	12
Tableau 5 Avantages et inconvénients traitement boue activée .....	19
Tableau 6 Les avantages et inconvénients du lagunage naturel.(16) .....	25
Tableau 7 Les avantages et inconvénients du lagunage aéré. (16).....	26
Tableau 8 La fonction des différents bassins dans le lagunage naturel .(15) .....	26
Tableau 9 La fonction des différents bassins dans le lagunage aéré.(22).....	27
Tableau 10 Les avantages et inconvénients du lit bacterien. (25).....	32
Tableau 11 Avantages et inconvénients de la filière (30) .....	35
Tableau 12 Avantages et in convients de la filière (Metacalf&Eddy Inc,1991) .....	37
Tableau 13 Caractéristiques du bassin versant .....	44
Tableau 14 Moyennes mensuelles des températures(°C) (source ONM) .....	54
Tableau 15 Vitesse moyenne mensuelle et l'énergie du vent dans la région (source ONM)55	
Tableau 16 Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air(%) (Source ONM) .....	55
Tableau 17 Moyennes mensuelles d'insolation (heure/mois) et radiation (kWh/m <sup>2</sup> /J) .....	56
Tableau 18 Estimation de ETP (mm) (source ONM).....	56
Tableau 19 Corrélation linéaire à l'échelle mensuelle entre les stations pluviométrique ....	58
Tableau 20 Meilleures régressions multiples obtenues entre les stations (ai) (R=coefficient de corrélation multiple) .....	58
Tableau 21 Tendence dans les chroniques des pluies annueles.....	61
Tableau 22 Les résultats de calcul du débit moyen journalier .....	65
Tableau 23 Les résultats de calcul du débit de pointe journalier.....	66
Tableau 24 Variation de charges .....	67

---

---

Tableau 25 Résultat d'analyse .....	67
Tableau 26 Paramètre organique Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles : Urbaines et industrielles .....	68
Tableau 27 Les charges hydrauliques et polluantes à traiter .....	69
Tableau 28 Les critères de conception des dégrilleurs.....	70
Tableau 29 valeurs du coefficient $\beta$ en fonction de la forme des barreaux. ....	71
Tableau 30 Dimensions de la grille. ....	73
Tableau 31 Caractère géométrique du déssableur .....	75
Tableau 32 Caractère géométrique du déshuileur .....	77
Tableau 33 Définition des termes utilisés pour caractériser les eaux usées importantes constituants utilisés pour l'analyse et conception de produits biologiques pour le traitement des eaux usées.....	83
Tableau 34 Les différentes phases d'un cycle SBR .....	87
Tableau 35 Un résumé de conception des conditions moyennes du bassin biologique .....	96

---

---

# Liste des Tables

Table 1 Coefficient cinétiques pour hétérotrophe bactérie à 20°C boue activées (Henze et al, 1987) ;(Baker and Dold, 1997) and Graddy et al, 1999).....	85
Table 2 Coefficient cinétiques de nitrification à 20°C boue activées (Henze et al, 1987) ;(Baker and Dold, 1997) and Graddy et al, 1999) .....	85

---

# Sommaire

Introduction générale .....	01
Chapitre I Généralité sur les eaux usées .....	04
I.1 Introduction .....	05
I.2 Généralité sur les eaux usées .....	05
I.2.1 Définition.....	05
I.2.1.1 Origine des eaux usées.....	06
I.2.1.2 Composition des eaux usées .....	07
I.2.1.3 Caractéristique des eaux usées.....	14
Chapitre II Filières d'épuration et principes de fonctionnement d'une station d'épuration.....	15
II.1Principes de fonctionnement d'une la station d'épuration .....	16
II.2 Boue activée .....	16
II.2.1 Principe.....	16
II.2.2 La base théorique d'épuration par les boues activées.....	16
II.2.3 Les avantages et les inconvénients des boues activées .....	19
II.3 Lagunage (naturel/aéré).....	19
II.3.1 Lagunage naturel .....	19
II.3.1.1 Lagunage anaérobies .....	20
II.3.1.2 Lagunage facultatives.....	20
II.3.1.3 Lagunage de maturation .....	21
II.3.1.4 Lagunage a macrophytes .....	21
II.3.1.5 Ordre des différents bassins .....	22
II.3.2 Lagunage aéré.....	22
II.3.2.1 Bassin d'aération .....	23
II.3.2.2 Bassin de décantation .....	24
II.3.2.3 Bassin de finition.....	24
II.3.3 Les avantages et les inconvénients des deux types de lagunage.....	25

---

---

II.3.4 La fonction de différents bassins du lagunage naturelle et aérée.....	26
II.3.4.1 Lagunage naturel .....	26
II.4 Disques biologiques (bio disques) .....	33
II.4.1 Principe d'épuration .....	33
II.4.2 Fonctionnement .....	33
II.4.3 Domaine d'application recommandé.....	33
II.4.4 Recommandations / Exploitation .....	34
II.4.5 Avantages et inconvénients de la filière .....	34
II.5 Cycle de traitement par le procédé sequencing batch reactor (SBR) .....	35
II.6 Conclusion.....	38
Chapitre III Etude de zone .....	39
III.1Présentation et délimitation de la wilaya de Naama .....	40
III.2 Localisation et caractéristiques de la future station d'épuration.....	40
III.3 Description du système épuratoire actuel .....	41
III.3.1 Amenée des eaux .....	41
III.3.2 Procédé d'épuration .....	41
III.3.2 Description du procédé .....	41
II.3.2.1Prétraitement .....	42
II.3.2.2Traitement biologique .....	42
III.4 Situation hydrologique.....	43
III.4.2 Bassin versant .....	44
III.4.2.1 Caractéristiques physiques .....	44
III.4.2.2 Couvert végétal .....	50
III.4.2.3 Pédologie.....	51
III.4.3 Caractéristiques climatiques .....	53
III.5 Conclusion .....	62
Chapitre IV Dimensionnement de la station d'epuration de Naama .....	63
IV.1 Introduction.....	64
IV.2 Caractéristique quantitative .....	64
IV.2.1Estimation du débit moyen journalier des eaux usée de la ville Naama	64
IV.2.2 La population future.....	64
IV.2.3 Facteur de majoration .....	65
IV.2.4 Estimation du débit de point journalier des eaux usée de Naama.....	66
IV.2.5 Le débit diurne .....	67
IV.2.6 Estimation les charge pollution de la ville Naama.....	67
IV.3 Interprétations des résultats .....	67
IV.4 Objectifs d'épuration et niveau de rejet.....	68

---

---

IV.5 Charges à traiter .....	69
IV.6 Filière SBR .....	69
IV.6.1 Prétraitement et dimensionnement de ses ouvrages .....	69
IV.6.1.1 Dégrillage .....	69
IV.6.1.2 Désableur.....	74
IV.6.1.3 Installation de déshuilage .....	76
IV.7 Ouvrage de traitement secondaire bassin biologique (SBR) :.....	77
IV-7.1 Système d'Aération .....	81
IV-7.2 Conditions et hypothèses de conception : .....	82
IV-7.2.1 les caractéristiques des eaux usées nécessaires à la conception du processus. ....	85
IV-7.2.2 le cycle de fonctionnement SBR .....	86
IV-7.2.3 la fraction de remplissage par cycle autorisée on comparant avec un modèle sélectionné .....	87
IV-7.2.4 SRT :.....	89
IV-7.2.5 MLVSS concentration .....	90
IV-7.2.6 la quantité de NH <sub>4</sub> -N oxydé (NO <sub>x</sub> ).....	91
IV-7.2.7 le degré de nitrification pour déterminer si le NH <sub>4</sub> - N .....	92
IV-7.2.8 quantité d'oxygène requis dans le bassin.....	94
IV-7.2.9 La production des boues.....	95
IV-7.2.10 Rapport aliments / micro-organismes (rapport F/M) .....	95
IV.8 Conclusion .....	97
Conclusion générale.....	98
Annexe .....	99
Bibliographie .....	103

---



---

# *Introduction générale*

## **Introduction :**

Induite par l'homme et diverses activités industrielles et agricoles, la pollution de l'eau peut prendre des formes physiques, chimiques, biologiques ou bactériologiques entraînant une perturbation de la faune et de la flore aquatiques. L'impact négatif des rejets d'eau polluée peut non seulement conduire à une catastrophe environnementale, mais aussi menacer un problème de pénurie d'eau. De ce fait, le traitement des eaux usées avant leur rejet dans le milieu récepteur est d'une importance primordiale pour préserver les qualités naturelles de nos ressources en eau.

L'action du gouvernement algérien, s'inscrit justement dans cet optique il s'agit de développement durable de part son impact sur les décisions importantes futures à court, à moyen terme, voire à long terme.

Les rejets d'eaux usées augmentent en raison de l'industrialisation et d'améliorer le niveau de vie de la population, la capacité d'autoépuration est considérée comme dépassée, ce qui encourage les chercheurs à développer plusieurs techniques pour purifier ces effluents.

L'installation de systèmes d'épuration en aval des réseaux d'assainissement constitue l'une des solutions sinon la seule capable de préserver la ressource en eau. La pollution par effluents, ces installations permettent de mobiliser un volume quantité importante d'eau pouvant être réutilisée dans plusieurs domaines. Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux usées en fonction de leurs caractéristiques et du degré d'épuration souhaiter.

Le procédé d'épuration par boues activées est le procédé le plus utilisé en Algérie pour traiter les eaux usées en raison de sa simplicité et de traitement économique des eaux épuisées. Mais en réalité il y a plusieurs filières d'épuration (boues activées, lagunage disque biologique lit bactérien) chaque filière a des avantages et inconvénients.

Pour notre cas la station d'épuration dans la ville de Naama : l'installation est prévue en deux étages (modules), le dimensionnement est basé sur le débit moyen,  $Q_m = 4070 \text{ m}^3 / \text{j}$  pour l'horizon 2030 avec une population de 28268 habitants actuellement la population de la ville de Naama dépasse 30000 habitants et la majorité de l'oxygène utilisé par la biomasse épuratrice pour dégrader la pollution organique est apporté artificiellement par un système d'aération par aérateurs à vis hélicoïdales n'est pas satisfaisante en mode de

traitement ainsi que La Sebkha de Dhayat Essouid, située dans la partie Est de la commune de Naâma, est "menacée" de pollution du fait du déversement d'eaux usées et de déchets solides et liquides sur ce site qui revêt un caractère touristique. Cette zone humide, accueillant une diversité faunistique et floristique, est "confrontée" à l'extension urbanistique, aux dangers des crues des oueds, et au déversement des eaux usées provenant des agglomérations riveraines. S'ajoutent à ces richesses, une variété de plantes médicinales et pastorales et quelque 400 espèces d'oiseaux migrateurs, parmi lesquels une espèce rare la "Tadorne de Kazarka", et autres Anatidés qui ont quitté cette zone submergée de marais (L .GUERINE ; 2018).

Mon projet de fin d'études intitulé Station d'épuration et choix des filières d'épuration : Étude du cas de la ville de NAAMA, faire une étude du site et les calculs nécessaires au dimensionnement des différents équipements des stations des différentes filières et déterminer le choix de la filière de traitement en utilisant critère de choix de filière pour traiter correctement les eaux usées qui en proviennent.

J'ai commencé par une Généralité sur les eaux utilisées et Filières d'épuration et les principes de fonctionnement de la station d'épuration. Et puis j'ai présenté la zone d'étude et sa situation géographique, la topographie, l'hydrologie. Ensuite un aperçu de la source et des propriétés des eaux usées. Après cela, j'ai fait un dimensionnement de la station d'épuration de NAAMA (2052) avec différentes filières de traitement, et j'ai choisi la filière la plus adaptée à ce cas. Et mise une fin pour ça par la réutilisation des eaux usées traitées de ville NAAMA.

---

# CHAPITRE I

## Généralité sur les eaux usées

**I.1 Introduction**

En parlant de l'eau usée il semble important d'avoir une idée sur sa définition, son origine et ses caractéristiques, ainsi que les différentes méthodes utilisées pour son épuration. Il existe de nombreuses filières de traitement des eaux usées qui sont des effluents fortement chargés en polluants, nocifs tant pour le milieu récepteur que pour la santé humaine. Chaque filière a un type particulier de traitement des eaux usées. Dans ce chapitre les différentes filières de traitement et leur fonction seront décrites.

**I.2 Généralité sur les eaux usées**

**I.2.1 Définition**

Selon REJSEK (2002), les eaux usées municipales (ERU) ou eaux usées sont des eaux contenant des contaminants solubles ou insolubles, provenant principalement d'actifs Humains. Les eaux usées sont généralement un mélange de polluants dispersés ou dissouts dans des ménages déjà utilisés ou industriel (Gross-Claude, 1999). Ainsi, sous le terme d'eaux usées, ces eaux sont désignées par un ensemble d'eaux d'origine très différente qui ont perdu leur pureté, c'est-à- dire leurs caractéristiques naturelles affectées par les polluants après utilisation dans les activités humains (domestiques, industriels ou agricoles (fig.1) (Djeddi, 2007)

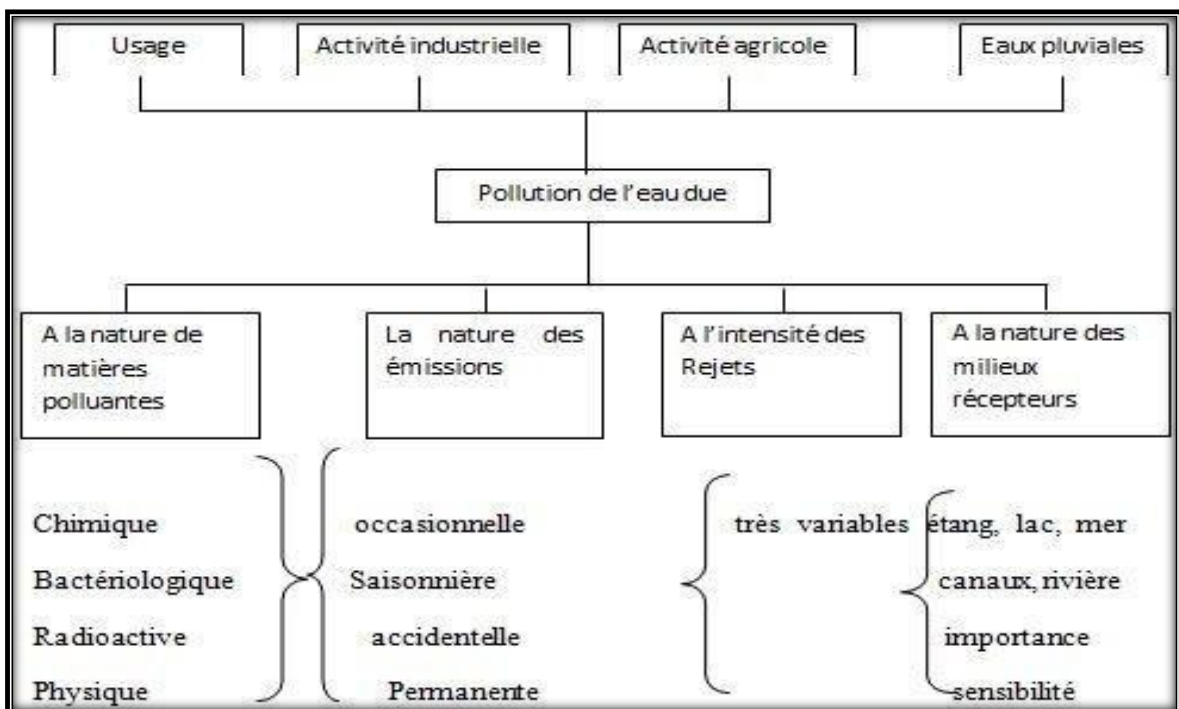


Figure 1 : Nature de la pollution des eaux (Djeddi,2007)

### **I.2.1.1 Origine des eaux usées**

#### **a. Rejets domestiques**

Les eaux usées domestiques proviennent des personnes qui utilisent l'eau (dans la plupart des cas pour boire) à des fins domestiques. On les retrouve dans les égouts lorsque la maison est en zone d'assainissement collectif. Il s'agit de : l'eau de la cuisine, qui contient des minéraux en suspension issus du lavage des légumes, des substances alimentaires d'origine organique (glucides, protéolipides) et des produits détergents ; l'eau de la lessive, qui contient principalement des détergents ; l'eau de la salle de bain, riche en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement de matières grasses hydrocarbonées et, des eaux de vannes, qui proviennent des sanitaires, très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphorés et en microorganismes.(2)(3)

#### **b. Origine industrielle**

L'eau industrielle provient de diverses usines de fabrication ou transformation. La qualité de ces eaux varie selon le type d'industrie et elles peuvent contenir des substances toxiques difficiles à biodégrader et nécessitant une élimination précise (Rodier et al. 2009). Les déchets industriels et les eaux usées déterminent la qualité et le niveau de contamination de ces eaux usées. Nombre d'établissements industriels utilisent beaucoup d'eau, bien qu'elles soient encore nécessaires au bon fonctionnement, elles ne sont pas réellement toutes nécessaires. Seule une petite partie est consommée et le reste est jeté. Les eaux industrielles rejetées sont classées selon la nature de la gêne de rejet (3) :

- Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés....) ;
- Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation...);
- Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier... ) ;
- Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques.....) ;
- Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industries nucléaires....). (3)

### c. Origine agricole

Contaminées par l'utilisation d'une agriculture intensive, conduisant les agriculteurs à utiliser dans divers produits industriels ou agricoles, les eaux rejetées sont principalement chargées en engrais (production agricole commerciale ou non production d'engrais minéraux ou d'excréments d'animaux, de produits phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides, etc.) (4)

### d. Eaux de pluie et de ruissellement

L'eau de pluie ruisselle dans les rues où s'accumulent les polluants atmosphériques, les poussières, les déchets, les suies de combustion et les hydrocarbures des véhicules.

L'eau de pluie est généralement collectée en même temps que les eaux usées, puis rejetée dans les canalisations d'égout et transportée sur le site d'une station d'épuration, généralement directement dans les rivières, provoquant une grave pollution du milieu aquatique.(STEP SBA, 2015)

#### I.2.1.2 Composition des eaux usées

En fonction de ses propriétés physiques, chimiques, biologiques et des risques pour la santé, la composition des eaux usées se divise en quatre groupes : particules fines, oligo-éléments minéraux ou organiques, nutriments et micro-organismes (tableau 1). (5)

**Tableau 1 : Composants majeurs typiques des eaux usées domestiques (Djeddi,2007)**

Constituants	Fort	Moyen	Faible
Solides totaux	1200	700	350
Solides dissous (tds) 1	850	500	250
Solides suspendus	350	200	100
Azote (en n)	85	40	20
Phosphore (en p)	20	10	6
Chlore1	100	50	30
Alcalinite (en caco3)	200	100	50
Graisses	150	100	50
DbO5	300	200	100

**a. Les matières en suspension**

Les matières en suspension sont pour la plupart de nature biodégradable. La plupart des microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées sont transportés par les matières en suspension.

Ils peuvent également donner à l'eau un aspect trouble, un mauvais goût et une mauvaise odeur.(6)

**e. Les micropolluants organiques et non organiques**

Les micropolluants sont des éléments présents en très faible quantité dans les eaux usées. Dans le cas de la réutilisation des eaux usées traitées, la principale voie de pollution est l'ingestion.

La préoccupation habituelle est la contamination indirecte. De ce fait, certains micropolluants, comme les métaux lourds ou les pesticides, s'accumulent dans les tissus des organismes vivants, notamment dans les plantes cultivées.

En conséquence, la chaîne alimentaire peut être contaminée et ces contaminants sont présents dans les organismes à des concentrations élevées. [8]

**f. Les micropolluants organiques**

Ces substances organiques proviennent principalement des toilettes et des cuisines et se présentent sous forme de protéines, de glucides (sucres), de lipides (graisses), d'urée, de produits métaboliques et de dégradation.

La plupart des matériaux biodégradables proviennent de matières organiques, tandis que les matières minérales sont plus souvent non biodégradables. Les matériaux biodégradables représentent tous les composés qui peuvent être transformés par des organismes vivants (bactéries). Cette transition peut se produire avec ou sans oxygène(5)

**g. Les substances nutritives**

L'azote, le phosphore, le potassium et les oligo-éléments, le zinc, le bore et le soufre sont indispensables à la vie végétale et sont présents en quantités considérables, mais dans des proportions très différentes en fonction des besoins de la plante dans les eaux usées traitées ou non traitées.(9)

De manière générale, une couche de 100 mm d'eau résiduelle peut apporter

- de 16 à 62 kg d'azote,
- de 2 à 69 kg de potassium,
- de 4 à 24 kg de phosphore,
- de 18 à 208 kg de calcium,



- de 9 à 100 kg de magnésium
- de 27 à 182 kg de sodium (Faby, 1997).

#### h. Microorganismes

Les eaux usées contiennent tous les micro-organismes qui sont excrétés avec les matières fécales. Cette flore intestinale normale s'accompagne de micro-organismes pathogènes. Tous ces organismes peuvent être regroupés en quatre grands groupes par ordre croissant de taille les virus, les bactéries, les protozoaires et les vers.(6)

#### i. Virus

Contrairement aux bactéries, les virus n'existent pas naturellement dans l'intestin (tableau 2). Leurs concentrations dans les eaux usées municipales sont estimées entre 10<sup>3</sup> et 10<sup>4</sup> particules par litre. Leur séparation et dénombrement dans les eaux usées reste difficile.

Les entérovirus sont ces virus qui se multiplient dans l'intestin. Parmi les nombreux entérovirus humains, on citera les entérovirus (par exemple la poliomyélite), les rota virus, les rétrovirus, les adénovirus et le virus de l'hépatite A. Les virus sont plus résistants que les bactéries dans l'environnement. (10)

**Tableau 2 : Les virus dans les eaux usées (Asano, 1998) ; [www.hc-sc.gc.ca](http://www.hc-sc.gc.ca)) [6]**

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nombre pour Litre d'eau usée	Voies de Contamination Principales
Virus de l'hépatite A	Hépatite A		Ingestion
Virus de l'hépatite C	Hépatite E		Ingestion
Rotavirus	Vomissement, diarrhée	400 à 85 000	Ingestion
Virus de norwalk	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Adenovirus	Maladie respiratoire, conjonctivite, Vomissement, diarrhée		Ingestion
Astrovirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Calicivirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Coronavirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion / inhalation
Reovirus	Affection respiratoire Bénigne et diarrhée		Ingestion
Enterovirus			
Poliovirus	Paralysie, méningite, Fièvre	182 à 492 000	Ingestion
Coxsackie a	Méningite, fièvre, pharyngite, maladie Respiratoire		Ingestion

Coxsackie b	Myocardite, anomalie congénitale du cœur (si contamination pendant la grossesse), éruption cutanée, Fièvre, méningite, Maladie respiratoire		Ingestion
Echovirus	Méningite, encéphalite, maladie Respiratoire, rash, diarrhée, fièvre		Ingestion

### j. Bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau (tableau 3). Leur taille est comprise entre 0,1 et 10  $\mu\text{m}$ . La quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ 1012 bactéries/g (Asano, 1998).

Les eaux usées urbaines contiennent environ 106 à 107 bactéries/100 ml dont 105 proteus et entérobactéries, 103 à 104 streptocoques et 102 à 103 clostridium.(6).

**Tableau 3 : les bactéries pathogènes dans les eaux usées (Asano, 1998)**

Agent pathogène	Symptômes maladie	Nombre pour un Litre d'eau usée	Voies de Contamination principales
<b>SALMONELLA</b>	Typhoïde, paratyphoïde, Salmonellose	23 à 80 000	Ingestion
<b>Shigella</b>	Dysenterie bacillaire	10 à 10 000	Ingestion
<b>E. Coli</b>	Gastro-entérite		Ingestion
<b>Yersinia</b>	Gastro-entérite		Ingestion
<b>Campylobacter</b>	Gastro-entérite	37 000	Ingestion
<b>Vibrio</b>	Choléra	100 à 100 000	Ingestion
<b>Leptospira</b>	Leptospirose		Cutanée/Inhalation /Ingestion
<b>Legionella</b>	Légionellose		Inhalation
<b>Mycobacterium</b>	Tuberculose		Inhalation

**a. Les protozoaires**

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires dont le noyau est plus complexe et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des parasites, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leurs hôtes. Certains protozoaires adoptent une forme de résistance appelée kystes au cours de leur cycle de vie. Cette forme est souvent résistante aux procédés de traitement des eaux usées (Baumont et al., 2004). Parmi les protozoaires les plus importants d'un point de vue sanitaire, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne et *Giardia* (Asano, 1998).

**b. Les helminthes**

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Comme les protozoaires, ils sont principalement parasitaires. La concentration d'œufs de vers dans les eaux usées est d'environ 10 à 10<sup>3</sup> œufs/litre. Mention spéciale pour *Ascaris*, *Oxyuris vermicularis*, *Trichuris trichuria*, *Taenia saginata* (CSHPPF, 1995).

Beaucoup de ces vers ont des cycles de vie complexes, y compris le passage forcé à travers des hôtes intermédiaires. Le stade d'infection de certains vers est l'adulte ou les larves, tandis que le stade d'infection d'autres vers est l'œuf. (Fabi, 1997).

Les œufs de vers sont très résistants et peuvent survivre des semaines voire des mois dans le sol ou sur les plantes cultivées notamment (Baumont et al., 2004).(13).

Tableau 4 : les parasites pathogènes dans les eaux usées (Asano, 1998)

Ganisme	Symptomes, Maladie	Nombre pour 1 litre	Voies de contamination principale de protozoaires
Entamoeba Histolytica	Dysenterie amibienne	4	Ingestion
Giardia lamblia	Diarrhée, malabsorption	125 à 100 000	Ingestion
Balantidium coli	Diarrhée bénigne, ulcère du colon	28-52	Ingestion
Cryptosporidium	Diarrhée	0,3 à 122	Ingestion
Toxoplasma gondii	Toxoplasmose ganglions, faible fièvre		Inhalation / Ingestion
Cyclospora	Diarrhée, légère fièvre, perte de poids		Ingestion
Microsporidium	Diarrhée		Ingestion
Helminthes			
Ascaris	Ascariase diarrhée, troubles nerveux	5 à 111	Ingestion
Ancylostoma	Anémie	6 à 188	Ingestion / Cutanée
Necator	Anémie		Cutanée
Tænia	Diarrhée, douleurs musculaires		Ingestion
Trichuris	Diarrhée, douleur abdominale	10 à 41	Ingestion
Toxocora	Fièvre, douleur abdominale		Ingestion
Strongyloïdes	Diarrhée, douleur abdominale, nausée		Cutanée
Hymenolepis	Nervosité, troubles digestifs, anorexie		Ingestion
Organisme	Symptômes, maladie	Nombre pour un litre	Voies de contamination principales

Protozoaires			
Entamoeba			
Histolytica	Dysenterie amibienne	4	Ingestion
Giardia lamblia	Diarrhée, malabsorption	125 à 100 000	Ingestion
Balantidium coli	Diarrhée bénigne, ulcère du colon	28-52	Ingestion
Cryptosporidium	Diarrhée	0,3 à 122	Ingestion
Toxoplasma gondii	Toxoplasmose ganglions, faible fièvre		Inhalation / Ingestion
Cyclospora	Diarrhée légère fièvre, perte de poids		Ingestion
Microsporidium	Diarrhée		Ingestion
Helminthes			
Ascaris	Ascariase diarrhée, troubles nerveux	5 à 111	Ingestion
Ancylostoma	Anémie	6 à 188	Ingestion / Cutanée
Necator	Anémie		Cutanée
Tænia	Diarrhée, douleurs musculaires		Ingestion

Trichuris	Diarrhée, douleur abdominale	10 à 41	Ingestion
Toxocora	Fièvre, douleur abdominale		Ingestion
Strongyloïdes	Diarrhée, douleur abdominale, nausée		Cutanée

**I.2.1.3 Caractéristique des eaux usées**

Selon leur origine, les eaux usées se caractérisent par une grande variation de débit mais aussi de composition. Ils peuvent contenir différentes concentrations de

- Matériaux colloïdaux ou émulsionnés argiles, microorganismes, macromolécules, hydrophobes (huiles organiques, graisses, hydrocarbures, etc.), ...
- Matières en solutions organiques ou minérales, ou sous forme de gaz dissous,
- Micro-organismes végétaux (algues, plancton...) ou animaux (protozoaires, bactéries...). Ces différents composants des eaux usées présenteront un comportement spécifique par rapport aux modes de traitement auxquels elles seront soumises avant d'être rejetées dans le milieu naturel.(6).

---

# CHAPITRE II

Filières d'épuration et principes de  
fonctionnement d'une station  
d'épuration

## **II.1 Principes de fonctionnement d'une la station d'épuration**

Il existe de nombreuses filières de traitement des eaux usées qui sont des effluents fortement chargés en polluants, nocifs tant pour le milieu récepteur que pour la santé humaine. Chaque filière a un type particulier de traitement des eaux usées dans ce chapitre, différentes filières de traitement et leur fonction seront listées.

### **II.2 Boue activée**

Le procédé à boues activées est une technologie de purification biologique de l'eau. Il représente une alternative efficace et relativement écologique (sans utilisation de produits chimiques) aux techniques de purification les plus couramment utilisées. (14)

#### **II.2.1 Principe**

Le procédé à boues activées consiste à une épuration biologique des eaux usées en y ajoutant un grand nombre de micro-organismes ; les eaux usées fournissent le carbone et l'énergie nécessaires pour soutenir la croissance et la reproduction des bactéries. L'agitation mécanique permet l'oxygénation de l'ensemble, nécessaire au bon fonctionnement des bactéries et à la dégradation des matériaux. Ces derniers « mangent » les substances polluantes et les transforment en boue. Ils sont en fait une intensification de ce qui se passe dans le milieu naturel. (14)

#### **II.2.2 La base théorique d'épuration par les boues activées**

En présence d'une nourriture abondante, les micro-organismes vont se développer très rapidement et ont tendance à former des masses de floccs bactériens qui permettent l'oxydation des biodégradables. Pendant la dégradation, une partie de la matière organique est assimilée par les bactéries et transformée en nouvelle cellule, l'autre partie est dégradée par l'oxydation et produit de l'énergie qui sert à la synthèse cellulaire. Lorsque la nourriture est abondante, les bactéries ont tendance à stocker une partie de cette nourriture qui sera utilisée au fur et à mesure de leur besoin. Une station d'épuration à boue activée comprend dans tous les cas

- Un bassin dit d'aération (**fig. 2**) dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.





**Figure 2 : vue zoomée d'un bassin d'aération**

- Un clarificateur (fig.3) dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et la culture bactérienne.

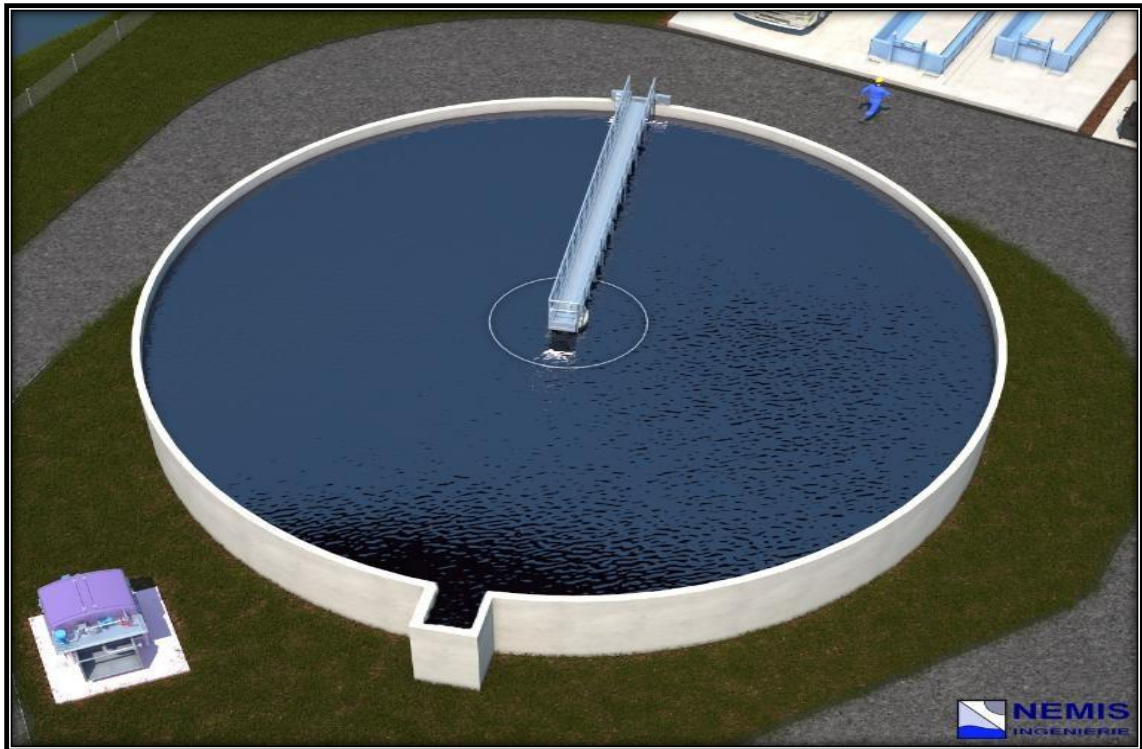


Figure 3 : clarificateur

- Un dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur.
- Un dispositif d'extraction et évacuation des boues en excès.
- Un dispositif de brassage de ce même bassin, afin d'assurer au mieux le contact entre les cellules partout où il en est besoin. (fig.4 )(15)

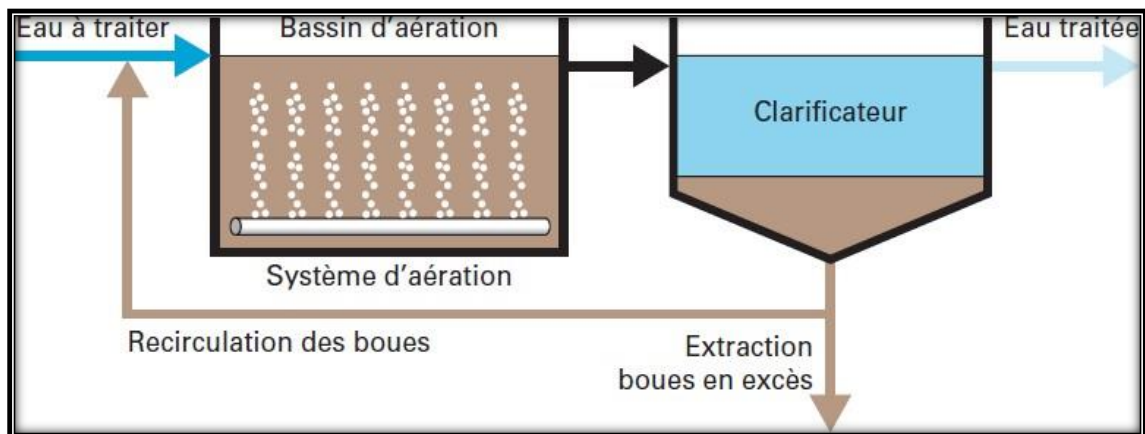


Figure 4 : Schéma simplifié d'un système à boues activées

### **II.2.3 Les avantages et les inconvénients des boues activées**

Les avantages et inconvénients se présenter dans le tableau 5

**Tableau 5 : Avantages et inconvénients traitement boue activée**

Avantages	Inconvénients
<p>Ce procédé élimine les molécules de phosphore, d'azote et de carbone présentes dans les eaux usées. Il est également relativement sûr, en raison du contrôle aisé des différents facteurs nécessaires à son fonctionnement. Par rapport à la technique du lit bactérien, elle est plus efficace et plus rapide. Enfin, ce procédé élimine les odeurs et les mouches et son installation nécessite peu d'espace.</p> <p>Le traitement des boues actives est pour un équivalent habitant supérieur a 500 tous jusqu'a 100000 a 200000</p>	<p>Créer un site dans un espace vert peut occasionner quelques désagréments au niveau du bruit et des matériaux utilisés.</p> <p>Coûts d'investissement et d'exploitation élevés, en particulier pour les petites entreprises services publics (une composante à haute énergie).</p> <p>Dysfonctionnements possibles dus à une défaillance de l'équipement électromécanique.</p> <p>La technologie est plus sujette au problème de l'intégrité environnementale des matériaux (fabrication, recyclage, etc.).</p>

### **II.3 Lagunage (naturel/aéré)**

Le lagunage est un système biologique d'épuration qui repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en cultures libres d'algues. L'oxygène nécessaire à la respiration est produit uniquement aux mécanismes photosynthétiques des végétaux en présence de rayonnements. (2) Il existe deux grands types de lagunages : lagunage naturel et lagunage aéré (fig.7).

#### **II.3.1 Lagunage naturel**

La technique de lagunage naturel est beaucoup plus utilisée relativement à l'aéré. Il est constitué des bassins artificiels formés des digues, imperméabilisés, dans lesquels les eaux usées urbaines brutes sont déversées. Ils sont de trois types anaérobies, facultatifs et de maturation.

Différent assemblage de ces bassins sont possibles en fonction des exigences sur la qualité de l'effluent final. Par exemple si l'on souhaite un degré de réduction plus élevé

des organismes pathogènes, l'aménagement optimal est l'enchaînement des bassins anaérobie- facultatifs- maturation (16)

### **II.3.1.1 Lagunage anaérobies**

La lagune anaérobie peut être utilisée pour traiter les effluents résiduaires urbains ou industriels. La pollution décantable des effluents urbains forme des boues qui sont peu à peu digérées par voie ana-érobie (minéralisation de la matière organique et dégagement de CO<sub>2</sub>, CH<sub>4</sub> et H<sub>2</sub>S). Il est utilisé en traitement primaire pour éliminer la partie organique décantable des effluents urbains et la pollution organique soluble facilement assimilable des effluents résiduaires industriels (surtout agro-alimentaire). Du fait des processus de fermentation anaérobie mis en jeu, ce procédé n'est applicable que pour des effluents relativement concentrés (domestiques et industriels) et n'est efficace qu'à partir d'une température de 15 °C et optimale au-delà de 25 °C. Les risques de nuisances olfactives existent dès que les concentrations en sulfates dépassent quelques dizaines de  $\text{g} \cdot \text{L}^{-1}$  (une concentration de  $100 \text{ g} \cdot \text{L}^{-1}$  doit être considérée comme haute). Des solutions de couverture des bassins avec ou sans récupération du biogaz sont développées pour éliminer ces nuisances. Le lagunage anaérobie est envisageable dans des sites suffisamment isolés et sous des conditions climatiques favorables de type méditerranéennes à tropicales. (17)

### **II.3.1.2 Lagunage facultatives**

Lagune facultative a une superficie plus grande et moins de profondeur que le lac anaérobie. L'oxygénation de la couche superficielle est assurée par la photosynthèse grâce à la population d'algues [15]. Il est important que l'eau apportée ne soit pas trop polluée. Les matières dissoutes et colloïdales (solide en suspension dans l'eau) sont oxydées par des bactéries aérobies ou facultatives. Ces bactéries utilisent l'oxygène provenant de l'absorption naturelle et l'oxygène produit par les algues en surface. (18)

L'effet du traitement est le suivant :

- La diminution des MES et digestion dans la couche anaérobie.
- La matière organique biodégradable est transformée en matière vivante (algues, bactéries,...) dont l'excès est évacué avec l'effluent. C'est pourquoi les mesures de rendement doivent être effectuées sur les échantillons filtrés. (16)

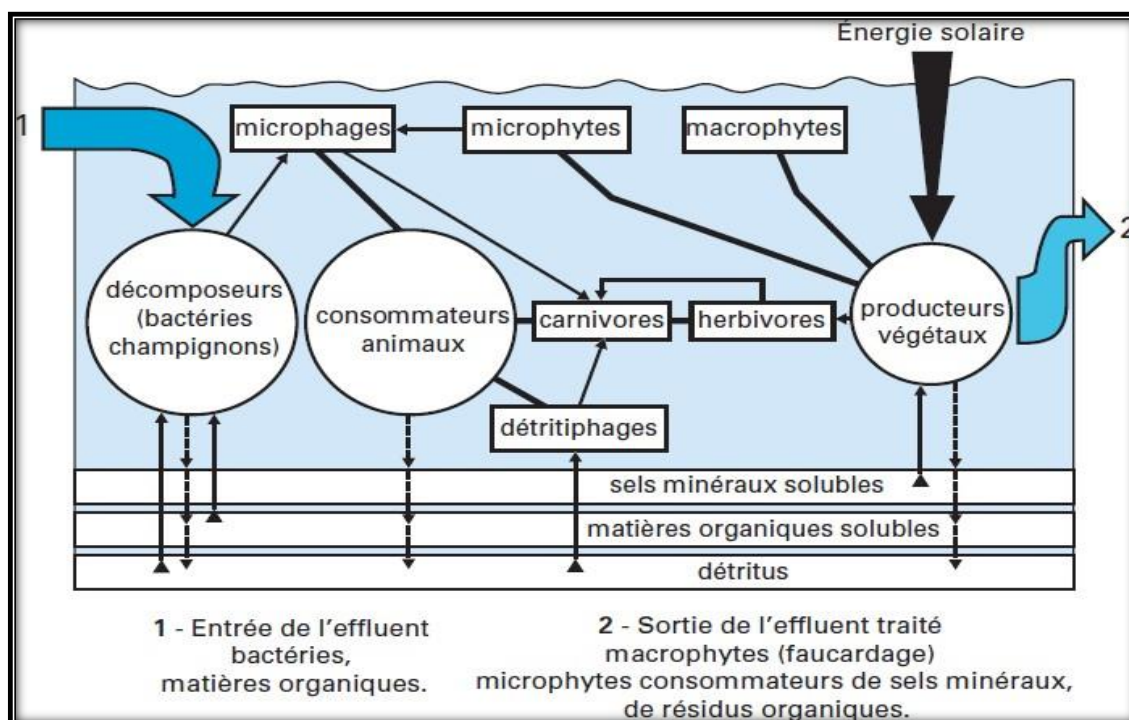


Figure 5 : Cycles biologiques d'une lagune (d'après CEMAGREF)

### II.3.1.3 Lagunage de maturation

Les lagunes de maturation sont entièrement aérées grâce à la faible profondeur (0,5 à 1,5 m) [3]. Le fonctionnement de ces bassins est similaire aux bassins facultatifs, mais les conditions sont principalement aérobies en raison de la faible charge organique appliquée et de la faible profondeur. L'objectif de ces bassins est de détruire les micro-organismes pathogènes. Le séjour dans le bassin d'affinage varie de 4 à 12 jours. La qualité bactériologique de l'eau traitée détermine la taille des cuves d'affinage. Les bassins de maturation sont généralement peu chargés et les micro-organismes entrent dans la phase spontanée, c'est-à-dire qu'ils s'oxydent mutuellement. (19)

### II.3.1.4 Lagunage a macrophytes

Cette fois, l'écosystème comprend des macrophytes ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (ex : lentilles d'eau, jacinthes d'eau, laitues d'eau...) ou fixées (ex : roseaux) (fig. 6). Utilisée en traitement secondaire ou tertiaire sur des effluents faiblement concentrés, l'efficacité de ces lagunes n'est pas vraiment démontrée. Cette technique nécessite en effet d'exporter régulièrement la bio-masse produite, opération relativement lourde. (17)



Figure 6 : Lagune à macrophytes (17)

### I.3.1.5 Ordre des différents bassins

Les eaux usées parcourent le chemin suivant (fig.7 ) :

1. Bassin anaérobie
2. Bassin facultatif
3. Bassin de maturation

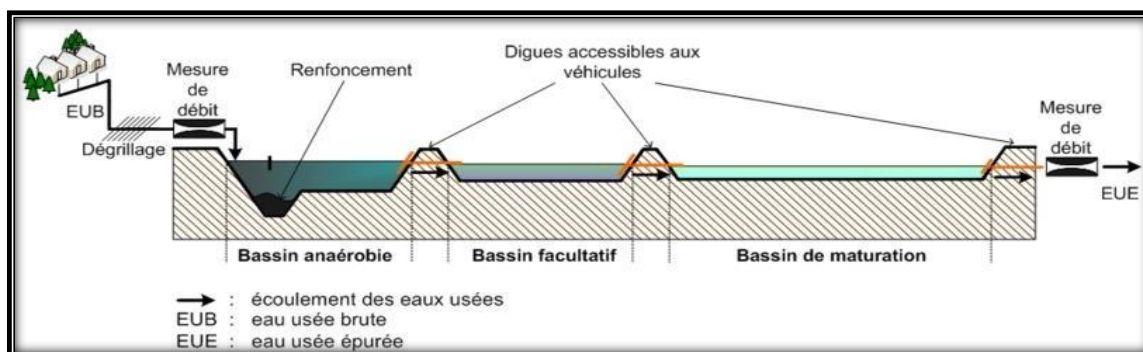


Figure 7 : Ordres des différents bassins (18)

### II.3.2 Lagunage aéré

Ce type est une version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage naturel. Le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécaniques flottants ou fixes, ou par une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de

biomasse dans le système, la concentration en micro- organismes est faible et la décantation est lente. Appliqué en traitement complet ou en traitement secondaire après un lagunage anaérobie, cette technique est adaptée pour des effluents concentrés domestiques et industriels. On privilégie aujourd'hui le lagunage « aéré facultatif » avec une phase d'aération organisée en plusieurs cellules en série. Les puissances avoisinent 2 à 3 Watts • m<sup>-3</sup>, les boues sédimentent dans les bassins aérés et subissent une dégradation en partie anaérobie (17).

Le lagunage aéré est un système performant et économiquement très favorable pour l'épuration biomécanique des eaux usées produites en milieu rural. Ce procédé s'intègre facilement dans le site environnant. Les frais d'exploitation sont réduits car il n'y a pas d'élimination en continu des matériaux de dégrillage, de sable et de boues, correspondant à la partie la plus importante des frais de maintenance et d'entretien. Le temps de séjour prolongé des eaux résiduaires en lagunage aéré permet d'obtenir une qualité constante de l'effluent traité, même en cas de pointes de pollution ou de charge hydraulique momentanée. Dans le cas où une phase de nitrification est demandée, il faut disposer en aval des bassins d'aération, une installation à lits bactériens. L'injection de flocculants précipitants répond à l'élimination des phosphates. (20)

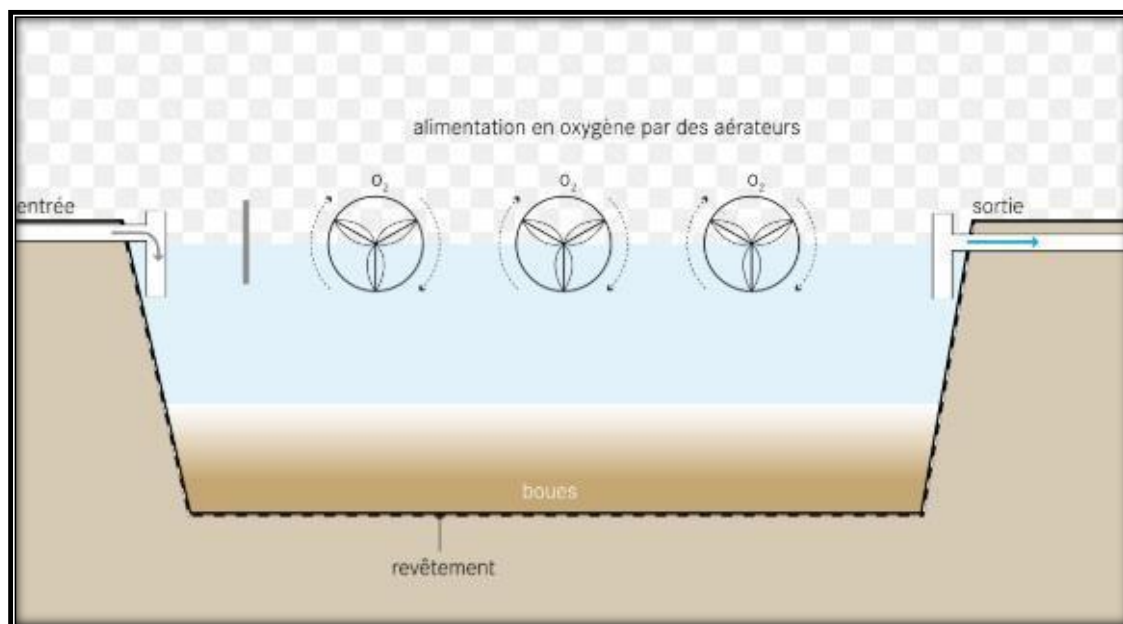
Le lagunage aère se caractérise Pa' un bassin de traitement dans lequel la charge biodégradable d'un effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement étant réalisée en aérobiose grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air, etc ), il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne. [20] Lagunage naturel et lagunage aéré

Le lagunage aéré se compose généralement de trois types de bassins le bassin d'aération et le bassin de finition

### **II.3.2.1 Bassin d'aération**

Il s'agit de bassins rectangulaires relativement profonds dans lesquels l'oxygénation est réalisée par des aérateurs ou diffuseurs mécaniques. Le temps de séjour minimum assure la stabilité de l'écosystème, ce paramètre ne doit pas être inférieur à 5 jours. Le niveau d'eau dans ces lagunes est généralement fixé à 2,5 - 4 m pour permettre à l'équipement d'aération de fonctionner de manière optimale. Des références internationales montrent que l'efficacité de purification des bassins d'aération peut être améliorée en subdivisant le volume total d'aération en deux étages disposés en série. Le

le volume total du bassin d'aération est divisé en deux étages dans les proportions suivantes 60% au premier étage et 40% au deuxième étage (fig.8 )(16)



**Figure 8 : Bassin d'aération**

### **II.3.2.2 Bassin de décantation**

Assuré principalement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspensions (amas de microorganismes et de particules piégées). Ces dernières doivent être régulièrement extraites. Le curage est facilité en présence de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément. La floculation des boues est peu prononcée (lagune de décantation à sur dimensionner). La lagune de décantation c'est le lieu de séparation physique des boues biologiques et de l'eau épurée. Cette lagune doit être régulièrement curée afin d'éviter les odeurs et la dégradation du traitement par les départs de boues. La forme du bassin doit être rectangulaire avec un rapport longueur sur largeur de 2 à 3.

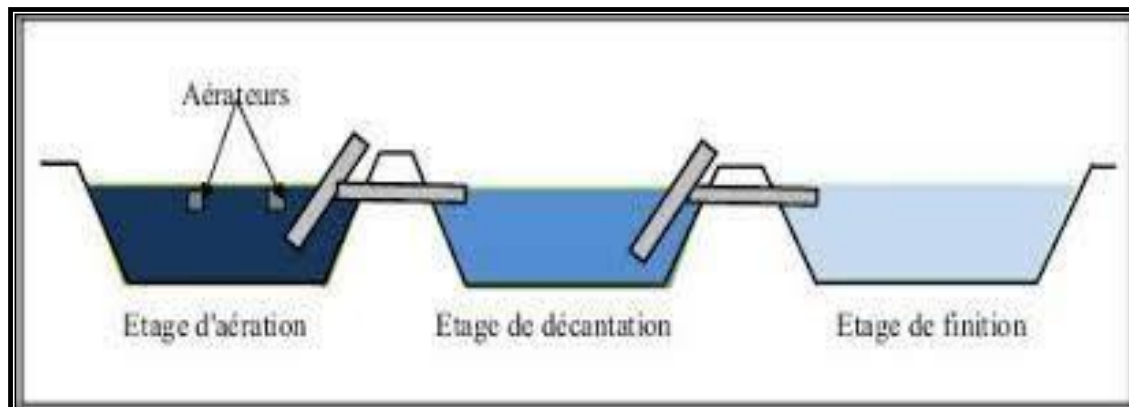
### **II.3.2.3 Bassin de finition**

La lagune de finition permet une amélioration des rendements d'épuration, ce bassin est dimensionné sur le critère temps de séjour qui est entre 2 et 3 jours. La hauteur d'eau dans ces lagunes est généralement de 1 à 1.5 m cette valeur permet d'éviter l'apparition de plantes macrophytes tout en limitant développement de l'activité anaérobie (16).

On peut y ajouter une lagune de finition de type mixte (microphytes et macrophytes) pour affiner le traitement notamment au niveau de l'azote, voire du phosphore. L'élimination de ces deux paramètres peut se faire également pour le premier niveau



d'un réacteur de nitrification avec recirculation d'une partie des effluents en tête de lagune primaire et pour le second par voie physico-chimique (fig.9 ).(21)



**Figure 9 : Emplacement des différents étages**

### II.3.3 Les avantages et les inconvénients des deux types de lagunage

**Tableau 6 : Les avantages et inconvénients du lagunage naturel.(16)**

<b>Lagunage naturel</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Un faible cout d'investissement et de fonctionnement.</li> <li>• Une facilite d'exploitation.</li> <li>• Une épuration bactérienne performante.</li> <li>• Une bonne intégration paysagère.</li> <li>• Respectueux à l'environnement.</li> <li>• La possibilité d'utiliser l'eau épurée dans l'irrigation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Une emprise au sol importante.</li> <li>• Le prix du foncier est parfois cher, surtout dans les zones urbaines.</li> <li>• Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité.</li> <li>• Un faible taux d'épuration « au voisinage de 60 % » et difficulté de le maitrisé.</li> </ul>

**Tableau 7 : Les avantages et inconvénients du lagunage aéré. (16)**

<b>Lagunage aéré</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Une facilité d'exploitation.</li> <li>• Une bonne intégration paysagère.</li> <li>• Une épuration bactérienne performante.</li> <li>• La possibilité d'utiliser l'eau épurée dans l'irrigation</li> <li>• Un taux d'épuration plus élevé « au voisinage de 80 % ».</li> <li>• Une bonne maîtrise de la qualité d'eau sortante de la station</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Une emprise au sol importante</li> <li>une consommation d'énergie</li> <li>accès important</li> <li>• Le prix du foncier est parfois cher, surtout dans les zones urbaines</li> <li>• Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité</li> </ul>

### **II.3.4 La fonction de différents bassins du lagunage naturelle et aérée**

#### **II.3.4.1 Lagunage naturel**

**Tableau 8 : La fonction des différents bassins dans le lagunage naturel .(15)**

<b>Type de bassin</b>	<b>Fonction</b>
<b>Bassin anaérobie</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'abattement de la charge polluante carbonée.</li> </ul>
<b>Bassin facultative</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'abattement de l'azote, phosphore et une réduction de la concentration des algues</li> </ul>
<b>Bassin de maturation</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'abattement des germes de contamination fécale grâce au rayonnement d'ultraviolet.</li> <li>• Considéré comme un bassin de secours si y aura un dysfonctionnement ou bien en cas d'une opération d'entretien « curage » sur le bassin anaérobie.</li> </ul>

**Tableau 9 : La fonction des différents bassins dans le lagunage aéré (22)**

<b>Lagunage aéré</b>	
<b>Type de bassin</b>	<b>Fonction</b>
<b>Bassin d'aération</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• L'abattement de la charge polluante carbonée rapide.</li><li>• L'abattement de l'azote, phosphore et une réduction de la concentration des algues.</li></ul>
<b>Bassin de décantation</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Séparation physique des boues biologiques et de l'eau épurée.</li><li>• Éviter les odeurs et la dégradation du traitement par les dépôts de boues.</li></ul>
<b>Bassin de finition</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>• L'abattement des germes de contamination fécale grâce au rayonnement d'ultraviolet.</li><li>• Considéré comme un bassin de secours si y aura un dysfonctionnement ou bien une opération d'entretien « curage » Sur le bassin anaérobie.</li></ul>

#### **a. Lit bactérien**

Les lits bactériens sont une filière de traitement biologique aérobie à biomasse fixée. Ce sont des réacteurs biologiques dans lesquels la culture microbienne se développe en pellicule (biofilm) sur un matériau support inerte qui ménage de larges espaces libres. Les eaux à épurer ruissellent par gravité sur le biofilm microbien et l'aération est assurée naturellement par la circulation de l'air dans les interstices libres du matériau support (fig. 10). La masse du lit bactérien se compose soit de pouzzolane (roche volcanique) ou de matériaux plastiques [22] Josep P., 2002, « station d'épuration dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation ».

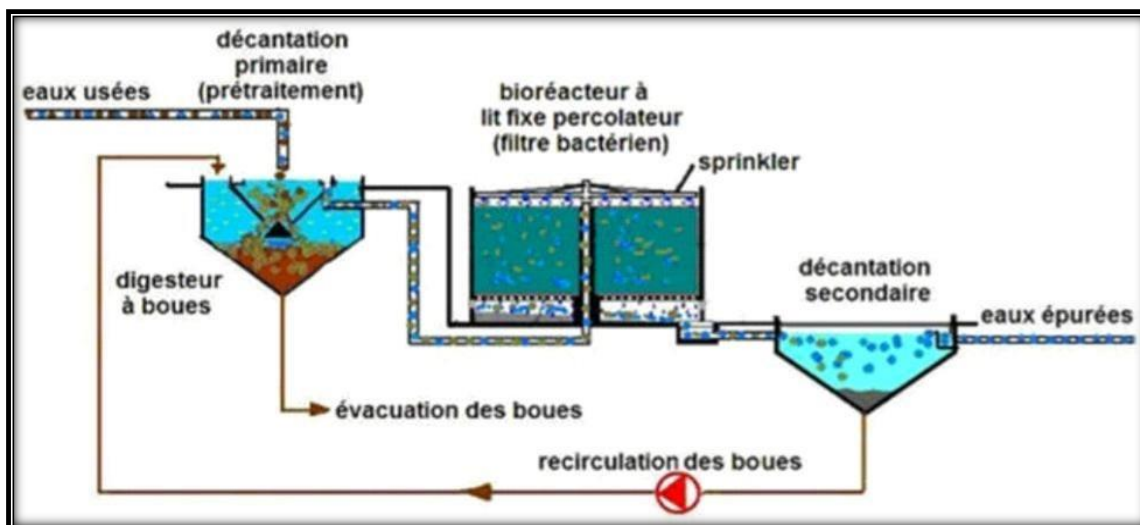


Figure 10 : Lit bactérien

#### ❖ Principe

Le traitement est de type biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support régulièrement irrigué par l'effluent à traiter. Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériau (pouzzolane ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution (fig. ). Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole. En sortie du lit bactérien, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur digesteur est essentielle. Les eaux usées sont réparties sur la partie supérieure du lit dans la majorité des cas, au moyen d'un distributeur rotatif (sprinkler). La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par voie naturelle ou par aération forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire aux bactéries aérobies pour les maintenir en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes sont assimilées par les micro-organismes formant le film biologique. Celui-ci est constitué de bactéries aérobies à la surface et de bactéries anaérobies en profondeur. Les sous-produits et le gaz carbonique normalement produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides ou gazeux. Les boues excédentaires qui se décrochent naturellement du support sous l'effet de la charge hydraulique sont séparées par décantation secondaire. Cette technique épuratoire repose sur la capacité des bactéries

contenues dans les effluents à synthétiser et libérer des exo polymères visqueux (longs filaments polysaccharides appelés Glycocalix) lesquels assurent leur fixation sur un support inerte. Les bactéries s'agglomèrent pour former un biofilm qui assure son développement à partir de l'effluent qui ruisselle à sa surface et de l'oxygène contenu dans l'air atmosphérique. Le biofilm est composé essentiellement de bactéries mais accueille également d'autres organismes intégrés dans une chaîne alimentaire plus ou moins complexe (protozoaires, métazoaires, insectes,...) (fig.11 ). Le biofilm est autorégulé grâce :

- Au décollement naturel (l'absence d'oxygène en fond de floc provoque une fermentation anaérobie laquelle engendre la formation de microbulles et une fragilisation du biofilm lequel finit par se détacher et être entraîné avec l'effluent).
- Aux frottements de l'eau sur sa surface
- À la consommation du biofilm par les macros invertébrées (nématodes et larves d'insectes) ou les protozoaires. (23)



**Figure 11 : Lit bactérien avec garnissage traditionnel**

*Chapitre II : filières d'épuration et principes de fonctionnement d'une station d'épuration*

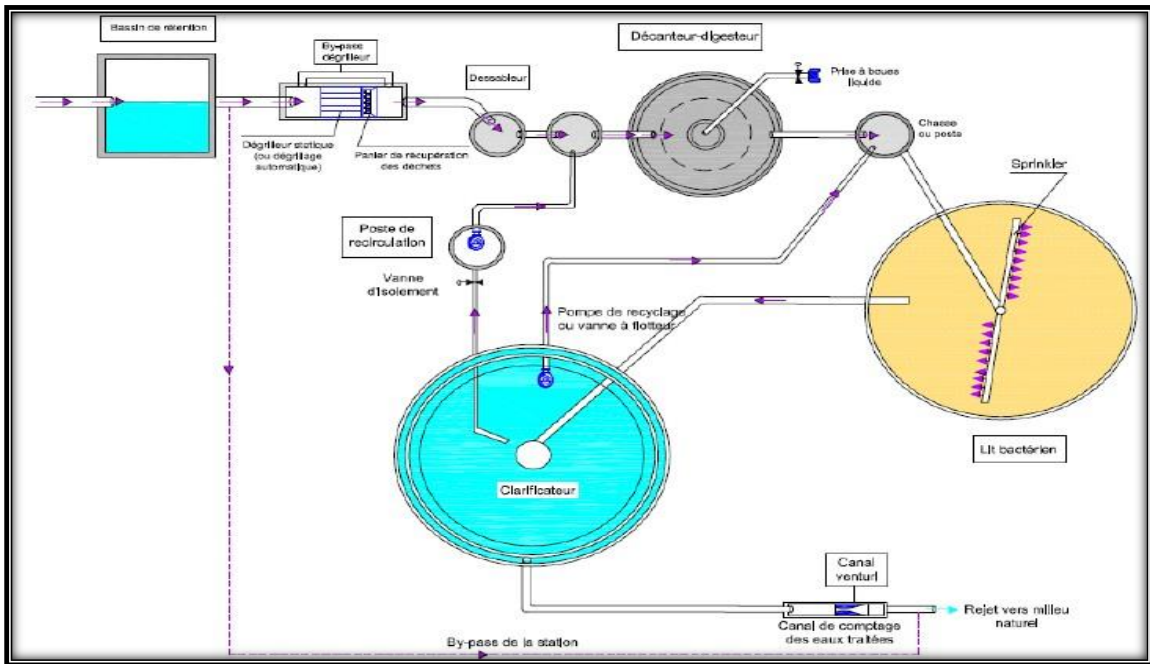


Figure 12 : Lit bactérien schéma synoptique détaillé vue de dessus (AERM, 2007)

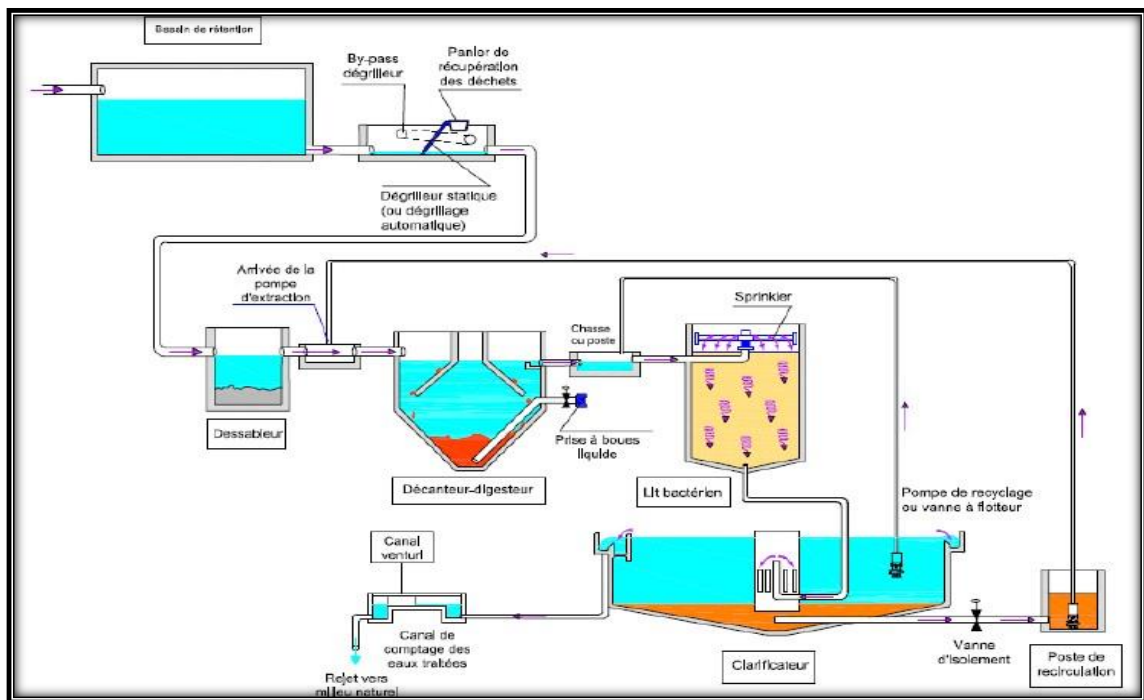


Figure 13 : Lit bactérien schéma synoptique détaillé vue en coupe (AERM, 2007)

❖ **Utilisation**

Actuellement, ce système est remis au goût du jour grâce à un coût énergétique faible et une exploitation facilitée, en tout cas nettement moins complexe qu'une boue activée classique. (23)

❖ **Classification des lits bactériens**

Les lits bactériens sont classés en fonction des charges hydrauliques et organiques qu'ils peuvent supporter

La charge organique ou volumique exprime le flux polluant journalier en Kg DBO5 /j rapporté au volume unitaire du matériau m<sup>3</sup>.

La charge hydraulique ou superficielle représente la vitesse d'écoulement c'est-à-dire le débit horaire ou journalier des effluents traité rapporté à la surface du lit (m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>.j) ou (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.h). (24)

❖ **Domaine d'application recommandé**

Cette filière est adaptée pour les petites collectivités avec des charges de pollution à traiter comprises entre 200 et 2000 EH (Equivalents Habitants). Sur les unités les plus importantes, il peut-être plus économique de répartir le traitement sur deux étages de lits bactériens en série (23)

❖ **Matériaux utilisés dans le lit bactérien**

Le garnissage du lit bactérien peut être

**A- Plastique** disque, anneaux ou toutes formes en PVC ou PE. La surface développée est de 150 à 200 m<sup>2</sup> /m<sup>3</sup> avec un indice de vide de 90 %.

**B- Traditionnel** pouzzolane.

**C- Cailloux** (40 – 80 mm), briques creuses, terre cuite, gravier (80 - 120 mm) avec un indice de vide de 50 %

❖ **Dimensionnement**

Il existe des lits bactériens à faible, forte ou très forte charge. Le dimensionnement tient compte du type de matériau utilisé traditionnel ou plastique.

❖ **Matériau traditionnel**

Le lit bactérien peut fonctionner à faible ou forte charge. L'aération est effectuée par tirage naturel ou forcé. A forte charge, le débit d'alimentation assure l'auto curage du lit (charge hydraulique supérieure à 0,6 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h). Les performances de ce procédé approchent 80% d'élimination de la pollution carbonée. A faible charge, la recirculation

et la clarification ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas d'auto curage du lit. Ce sont les prédateurs qui assurent la régulation de la biomasse fixée. Ainsi, le risque de colmatage de la filière est élevé. Cependant, les performances de ce procédé sont supérieures (jusqu'à 95% d'élimination de la pollution carbonée). (24)

❖ **Matériau plastique**

Du fait du prix élevé du matériau, les lits fonctionnent toujours à très forte charge. Ainsi, la hauteur d'ouvrage est au moins de 4 mètres et peut même parfois atteindre 10 mètres. Ce type de matériau est moins sensible au colmatage mais la qualité du traitement est moindre également (70% d'élimination de la pollution carbonée) Le retour d'expérience du Cemagref dans le Sud-Ouest montre que le garnissage plastique ordonné (cloisonyle, flocor) ou plastique vrac (Flocor R, Filerpac, Plasdek ordonné) ne donne pas satisfaction. Seul le garnissage en pouzzolane, cailloux, gravier permet d'obtenir des performances satisfaisantes du lit bactérien. (24)

**Tableau 10 : Les avantages et inconvénients du lit bactérien. (25)**

<b>Lits bactériens</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Faible consommation d'énergie.</li> <li>• Fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle.</li> </ul> <p>Peut être installé en amont d'une station à boue activée afin de déconcentrer les effluents du type agroalimentaire.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bonne décantabilité des boues.</li> <li>• Plus faible sensibilité aux variations de charges et aux toxiques que les boues activées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.</li> <li>• Coûts d'investissement assez élevés.</li> <li>• Nécessité de prétraitements efficaces.</li> <li>• Sensibilité au colmatage et au froid.</li> <li>• Source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse).</li> <li>• Boues fermentescibles.</li> </ul>



	<ul style="list-style-type: none"><li>• Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont..... ?</li></ul>
--	---

## **II.4 Disques biologiques (bio disques)**

Les disques biologiques ou biodisques sont des procédés de traitement biologique aérobie à biomasse immobilisée.

Dans le procédé des disques biologiques, le support est constitué par des disques parallèles tournant lentement autour d'un axe horizontal de telle sorte que la culture bactérienne présente sur le support se trouve alternativement au contact de l'eau et de l'air (26)

### **II.4.1 Principe d'épuration**

Le principe de ce procédé est la fixation de la biomasse sur des disques ou des rouleaux en matière synthétique (polystyrène, PVC, etc.) présentant une surface de contact maximale. Ces disques ou rouleaux, montés sur un axe et à moitié immergés dans l'eau usée, sont mis en rotation. De par cette rotation, les bactéries composant la biomasse passent successivement d'une phase de nutrition à une phase d'aération. La biomasse en excès se détache de son support et est entraînée par le flux des eaux usées. (27)

### **II.4.2 Fonctionnement**

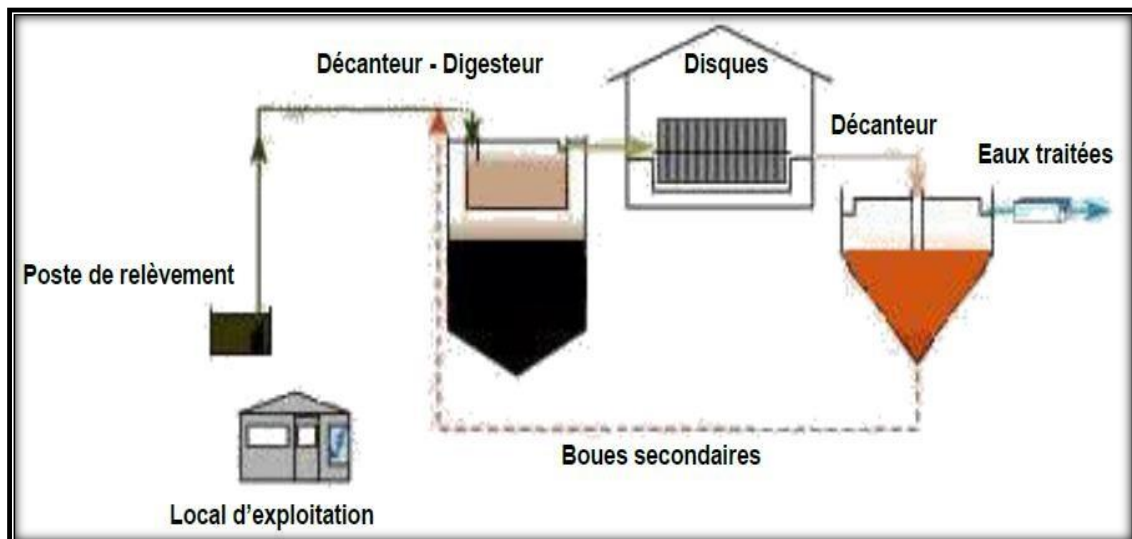
Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur fixé à la surface des disques. Ces derniers étant semi-immérgés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse. Les boues formées par décrochement naturel sont traitées dans un digesteur (stabilisation). (28)

### **II.4.3 Domaine d'application recommandé**

Cette filière est adaptée pour les petites et moyennes collectivités avec des charges de pollution à traiter comprises entre 300 et 2 000 E.H. (Equivalent Habitants) (29).

#### **II.4.4 Recommandations / Exploitation**

Il est nécessaire d'évaluer correctement la surface du disque pour assurer la durabilité de traitement. Installez des filtres à tambour pour remplacer les tamis à barres et L'utilisation d'un décanteur primaire n'est pas recommandée. Le travail nécessite une bonne ventilation pour éviter la corrosion des équipements. Une partie de l'effluent peut être utilisée comme Le deuxième cycle de traitement. Ce recyclage peut diluer l'eau brute pour augmenter Rendement de purification du passage continu, dénitrification (si le recyclage est réussi prétraitement) et empêcher la couche de boue de se dessécher pendant Pas de nourriture. Les décanteurs peuvent être remplacés par des lagunes de finition ou Filtrer à travers des roseaux plantés (fig. 14).



**Figure 14 : Schéma de principe d'une filière classique disque biologique**

#### II.4.5 Avantages et inconvénients de la filière

**Tableau 11 : Avantages et inconvénients de la filière (30)**

<b>Disques biologiques</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>• Consommation électrique faible (1 kwh/kg de dbo5 éliminé),</li><li>• Exploitation simple,</li><li>• Boues bien épaissies dans le decanteur - digesteur,</li><li>• Bonne résistance aux surcharges organiques et hydrauliques passagères,</li><li>• Gestion des boues facilitée dans le cas d'une combinaison avec des lits plantes de roseaux.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Nécessité d'une maintenance spécialisée.</li><li>• Renouvellement des paliers de l'axe de rotation tous les 5 ans.</li><li>• Entretien et graissage des paliers très réguliers.</li><li>• Sensibilité aux coupures d'électricité qui entraînent un développement inégal du film bactérien.</li><li>• Nécessité de recevoir une charge organique de 30 % minimum pour un bon fonctionnement.</li><li>• Élimination limitée de l'azote et du phosphore sur les systèmes classiques.</li><li>• Sensibilité au froid.</li></ul>

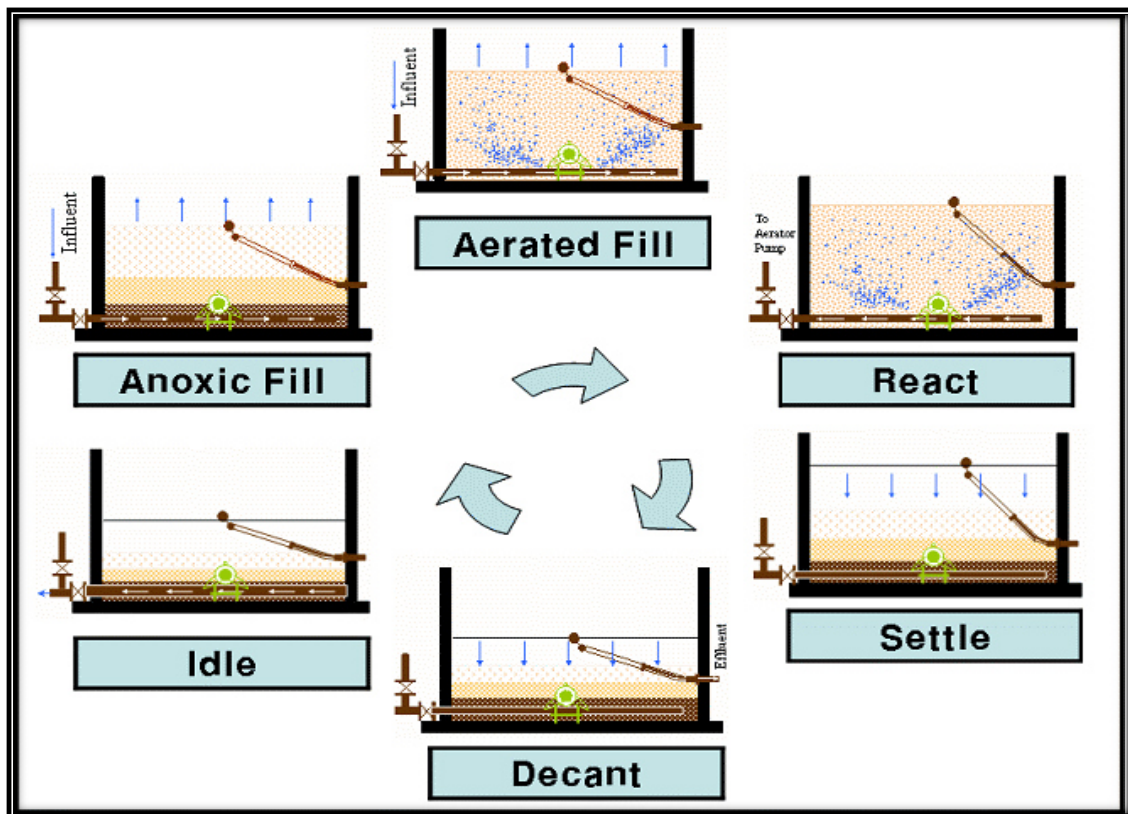
#### II.5 Cycle de traitement par le procédé sequencing batch reactor (SBR)

Le procédé SBR (procédé de Réacteur Séquentiel Discontinu) est un procédé de traitement intensif, qui repose sur le principe du traitement biologique aérobie des effluents par cycles [31].

Le cycle de fonctionnement du SBR est effectué en cinq opérations : Remplissage (1),

Agitation (2) Agitation/Aération (3), Décantation (4), Soutirage de l'effluent traité et boue en excès (5), puis le repos (Figure 15).

Le système SBR utilise une culture microbienne dispersée sous forme de floccs au sein du lixiviat à traiter. Les étapes d'aération et de la décantation se déroulent dans le même réacteur. Ce procédé à culture libre, combine généralement la dépollution carbonée et la nitrification, puis la dénitrification



**Figure 15 : Schéma du cycle de fonctionnement du réacteur biologique séquentiel (31)**

**Tableau 12 : Avantages et inconvénients de la filière (Metacalf&Eddy Inc,1991)**

<b>Séquençage réacteur discontinu (SBR)</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Le processus est simplifié, clarificateurs finaux et RAS les pompes ne sont pas nécessaires</li> <li>• Installation compacte</li> <li>• Le fonctionnement est flexible ; l'élimination des nutriments peut être accomplie par des changements opérationnels</li> <li>• Peut être utilisé comme un processus de sélection pour minimiser le potentiel de gonflement des boues</li> <li>• La décantation au repos améliore la séparation des solides</li> <li>• ((faible effluent MES)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nécessité d'une maintenance spécialisée.</li> <li>• Contrôle de processus plus compliqué</li> <li>• Des débits de pointe élevés peuvent perturber le fonctionnement à moins que pris en compte dans la conception</li> <li>• La décharge par lots peut nécessiter une égalisation préalable à la filtration et à la désinfection</li> <li>• Compétences de maintenance plus élevées requises pour instruments, dispositifs de surveillance et automatique des vannes</li> <li>• Certaines conceptions utilisent des dispositifs d'aération moins efficaces Applicable pour une variété de tailles pour les stations d'épuration.</li> </ul>

## **II.6 Conclusion**

Dans ce chapitre, l'origine, caractéristiques des eaux usées, les procédés de traitement, les lits bactériens, les lagunes naturelles et aérées, les disques biologiques et boues activées ont été définis. En effet, sachant que les eaux usées, également appelées effluents liquides ou eaux usées, sont constituées de toutes les eaux susceptibles de contaminer l'environnement d'où elles sont rejetées, il est indispensable de connaître la composition, la qualité et les caractéristiques des eaux usées avant de choisir une filière de traitement. L'objectif du traitement des eaux usées est d'obtenir une eau épurée répondant aux normes de rejet fixées par la législation et pouvant donc être évacuée sans danger dans le milieu naturel ou être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau, notamment dans milieux industriels et agricoles

---

# CHAPITRE III

Zone d'étude

### III.1 Présentation et délimitation de la wilaya de Naama

La Wilaya de Naama est limitée au Nord par la commune de Mecheria, au Sud par celles de Ain Sefra, Tiout et Asla ; à l'Ouest par la commune de Ain Ben Khellil et à l'Est par la Wilaya d'El Bayadh.

Le chef-lieu de commune et de Wilaya est situé à 34 km au Sud de la ville de Naama et à 70 km de la ville de Ain Sefra.

La station d'épuration sera implantée à une distance de 1,00Km à l'Est du centre de Naama et à environ 1000 m en amont du rejet d'assainissement

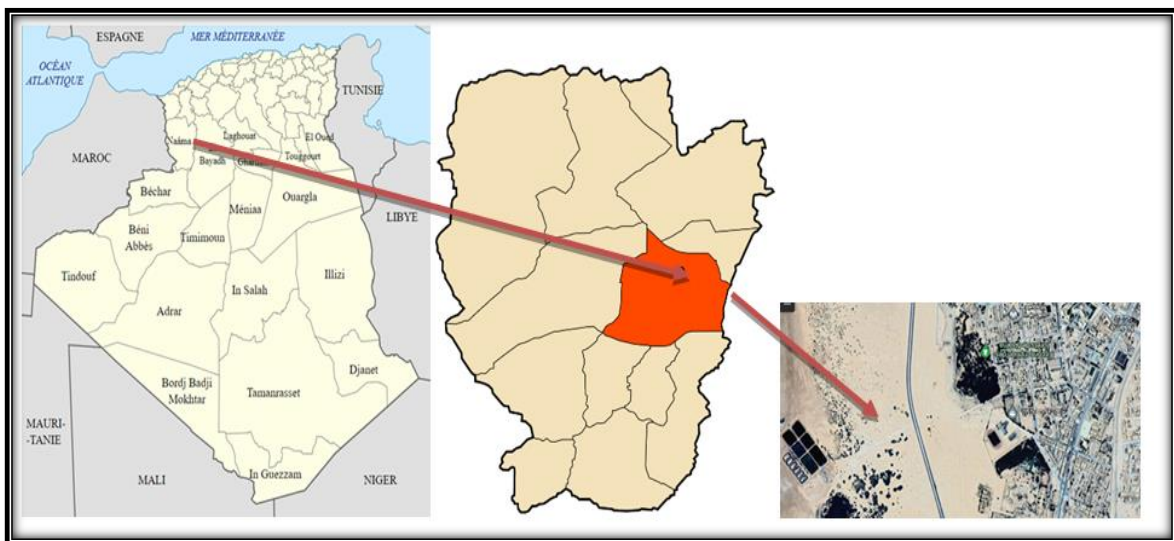


Figure 16 : Localisation géographique de la commune de Naama

### III.2 Localisation et caractéristiques de la future station d'épuration

Le site de la STEP (fig. 17) est choisi pour les critères suivants :

Site dépourvu d'infrastructures.

Terrain nu et loin des agglomérations.

Inexistences de réseaux énergétiques à savoir l'électricité, et oléoduc.

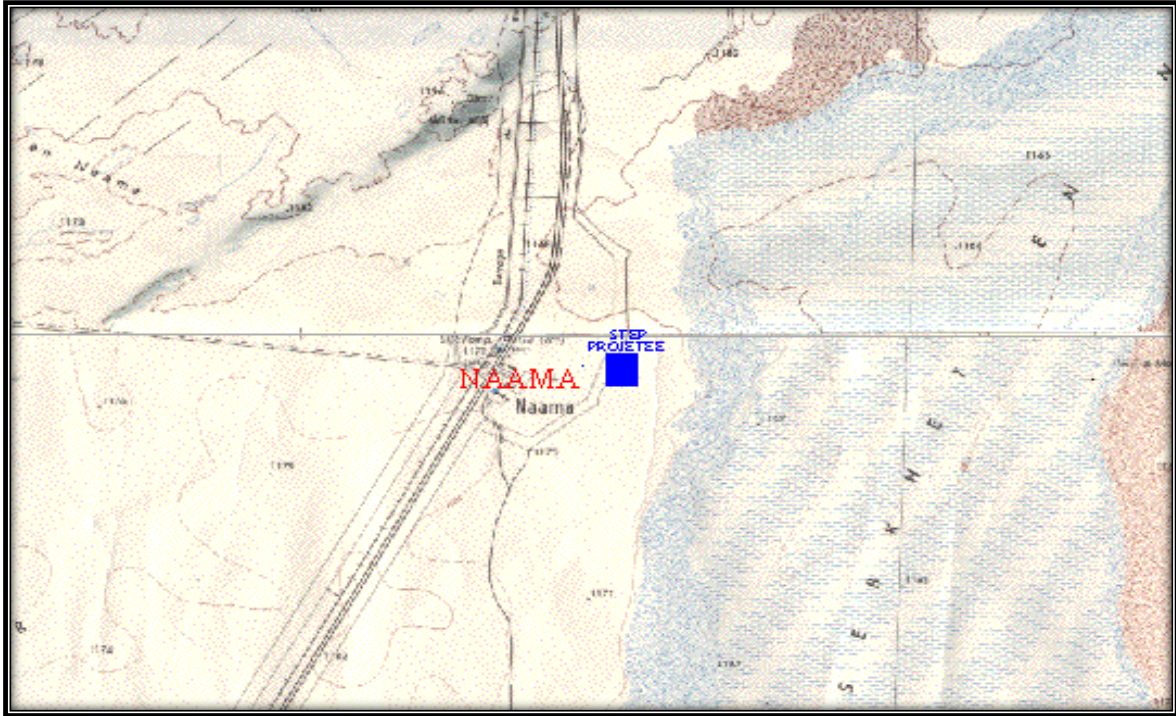
Inexistences de réseaux adduction d'eau potable

Terrain étatique.

Terrain inculte

Direction du vent dominant de l'ouest.





**Figure 17 : Localisation du site de la station d'épuration de Naama**  
extrait de la carte d'Etat-major de Naama à l' échelle 1/50 000

### **III.3 Description du système épuratoire actuel**

#### **III.3.1 Amenée des eaux**

Les eaux arrivent gravitairement vers la station de relevage qui fonctionne comme trop plein ce qui est a provoqué la stagnation des eaux dans les conduites en amont ainsi que le remplissage des regards jusqu'aux tampons.

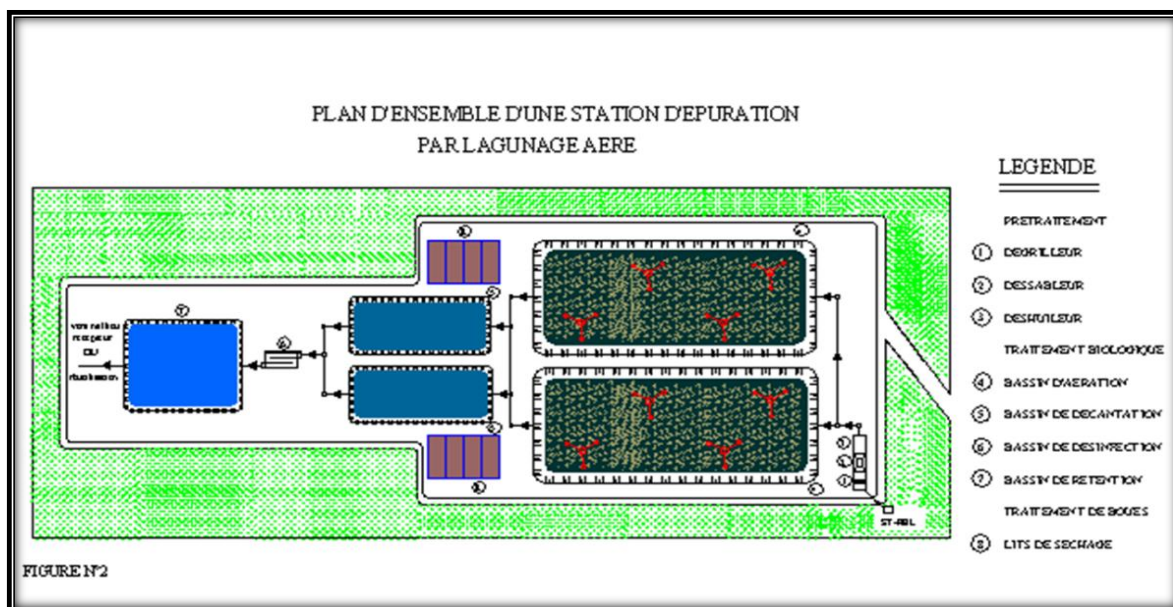
#### **III.3.2 Procédé d'épuration**

Le principe de fonctionnement de cette filière d'épuration est basé sur la technique rustique du lagunage naturel optimisé par une aération artificielle.

L'apport en oxygène dans les lagunes (bassins) est assuré artificiellement grâce à l'emploi d'aérateurs qui jouent le rôle d'agitateurs. Ce sont les bactéries aérobies qui assurent la dégradation de la matière organique. Ces lagunes peuvent cependant être conçues en mode mixte (aérobie – anaérobie).

#### **III.3.2 Description du procédé**

Le schéma de principe est donné dans la figure (18)



**Figure 18 : Le schéma de principe de la station d'épuration de la ville de Naama**

### II.3.2.1 Prétraitement

Dans cette opération, les eaux subissent les mêmes opérations du prétraitement à savoir le dégrillage, le dessablage, le dégraissage.

### II.3.2.2 Traitement biologique

#### a. Bassin d'aération

Les eaux usées sont acheminées vers deux (02) bassins d'aérations. Ce sont des bassins construits en terre de forme rectangulaire ou ovoïde dont les pentes des talus est de  $(1/2 \div 1/3)$  pour éviter la submersion des crêtes de digues

La revanche au-dessus du niveau d'eau est prise entre 0,6 et 1 m, la largeur de la crête doit être au minimum de 03 mètres.

Les coins des bassins sont légèrement arrondis, l'oxydation organique se fera par apport d'oxygène à l'aide d'aérateurs de surface montés sur des flotteurs, la puissance installée doit assurer la dispersion et le mélange de l'oxygène dans le bassin.

L'alimentation de l'étang se fait en deux ou trois points pour assurer une meilleure répartition du débit et minimiser le risque d'écoulement préférentiel, les conduites d'entrée doivent diriger les eaux vers une zone agitée par le système d'aération pour favoriser leur répartition.

Un regard de sortie est prévu muni d'un déversoir ajustable permettant de faire varier le niveau d'eau et d'ajuster les temps de séjour en fonction des charges à traiter.

**a. Bassin de décantation**

Ce sont des bassins en terre de forme rectangulaire. Le radier est en pente vers l'entrée où on prévoit une fosse pour recueillir la boue.

L'alimentation en plusieurs points favorise une meilleure répartition de l'effluent qui doit être dirigée vers la fosse à boue.

La pente des talus est prise (1/2 ; 1/3), la hauteur de revanche recommandée au-dessus du niveau d'eau est 0,6 m ; la largeur de la crête est prise à 3 m.

L'évacuation de l'effluent s'effectue par surverse dans une conduite ou dans un canal.

L'extraction des boues s'effectue au moyen de pompe mobile à eaux chargées, selon des cycles à déterminer pendant l'exploitation.

**b. Désinfection**

La désinfection des eaux est assurée par injection d'hypochlorite de sodium par une pompe doseuse asservie au débit ou par un système proche de goutte à goutte à partir d'un réservoir installé dans un local contigu au bassin de désinfection.

Le bassin de désinfection est en béton, conçu en chicanes comportant une tuyauterie terminée par des orifices de diffusion de la solution d'hypochlorite.

Les eaux désinfectées sont évacuées par une canalisation vers le bassin de rétention pour la réutilisation.

**c. Bassin de rétention**

C'est un bassin d'accumulation des eaux après épuration pour leur réutilisation à des fins agricoles ou autres.

**d. Lit de séchage**

Les boues récupérées à partir du bassin de décantation seront refoulées vers le lit de séchage constituées de trois (03) couches de matériaux filtrants où elles subissent un séchage par filtration gravitaire et une évaporation lente.

Les boues sèches sont récupérées manuellement et stockées dans une aire destinée à cet effet près du lit.

**III.4 Situation hydrologique**

La région n'est pas couverte par l'observation hydrométrique (hydrologique). La seule station hydrométrique existante la plus proche, dans la même zone hydrologique homogène, se trouve située sur l'oued Rhouiba dans les limites des plus proches du secteur d'étude (versant Nord des Monts des Ksours). L'analyse des caractéristiques géographiques et physiques de la région d'étude constitue un premier diagnostic

permettant la mise en évidence des facteurs et paramètres géographiques et physiques contribuant à la formation du ruissellement. On se contente de traiter dans ce chapitre des conditions physiques et morphologiques du bassin versant de l'Oued considéré (figure (19)).

### II.4.1 Les oueds

Le bassin versant à l'exutoire considéré se trouve situé à la limite Sud Ouest de Naama, chef lieu de Wilaya. Le bassin versant culmine à une altitude de 1201m. La topographie est non accidentée avec une plaine de pente générale dirigée vers la dépression naturelle représentée par la Sebkha de Naama. Pour atteindre cette dernière l'oued Hairech doit traverser la ville de Naama suivant le sens Sud-Ouest / Nord-Est puis Nord-Ouest/ Sud-Est pour ensuite confuer avec un autre oued qui se déverse lui aussi dans la Sebkha de Naama (voir Figure 20).

### III.4.2 Bassin versant

#### III.4.2.1 Caractéristiques physiques

Le réseau hydrographique se caractérise par un écoulement suivant une direction Sud-Ouest /Nord-Est puis Nord-Est (figure (21)). Beaucoup de zones d'épandages sont localisées dans le bassin versant, surtout dans sa partie Sud-Ouest, et ce compte tenu des caractéristiques topographiques particulières à la région. Le chevelu du réseau hydrographique est plus ou moins dense, généré par un relief à pentes moyennes à faibles. Le tableau (13) donne les différentes caractéristiques physiques et morphométriques du bassin versant extra-muros de l'oued Hairech.

**Tableau 13 : Caractéristiques du bassin versant**

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur
Superficie	S	Km <sup>2</sup>	57.7
Périmètre	P	Km	57.3
Coefficient de compacité (Gravelius)	Kc	-	2.11
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	26,43
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	2,18
Pente du bassin versant	Ibv	m/m	0.0032

Longueur du bassin versant	Lbv	Km	<b>18.2</b>
Forme du BV	Sp	Km <sup>2</sup> /Km <sup>2</sup>	<b>5.75</b>
Sinuosité du thalweg	Ks	-	<b>1.09</b>
Altitude maximale	Hmax	m	<b>1201</b>
Altitude moyenne	Hmoy	m	<b>1182</b>
Altitude minimale	Hmin	m	<b>1171</b>
Longueur maximale du thalweg	Lo	Km	<b>16.8</b>
Pente moyenne du thalweg	Io	m/m	<b>0.001</b>
Distance maximale du ruissellement	Dr	Km	<b>21.8</b>
Pente moyenne ruissellement	Ir	m/m	<b>0.0014</b>
Densité de drainage	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	<b>0.55</b>
Dénivelée maximale	Dmax	m	<b>30</b>
Altitude 5%	H5%	m	<b>1190</b>
Altitude 95%	H95%	m	<b>1172</b>

Le bassin versant est extra-muros générant et drainant les eaux de ruissellement pluviales vers la ville de Naama. L'oued **Hairech** atteint le chemin de fer (nouveau tracé) et doit donc retrouver son chemin selon la topographie du terrain jusqu'à la Sebka. Aucun dalot pour la traversée de l'ouvrage par les eaux de l'écoulement concentré de l'oued n'ayant été conçu l'ouvrage jouera donc le rôle de diguette longeant la ville et inondant les habitations situées dans la zone de stagnation des eaux superficielles drainées par l'oued. Le profil en long du principal cours d'eau est donné en figure (22). On note la faible pente quasi stable de l'oued considéré dans cette partie basse assez étendue du bassin versant.

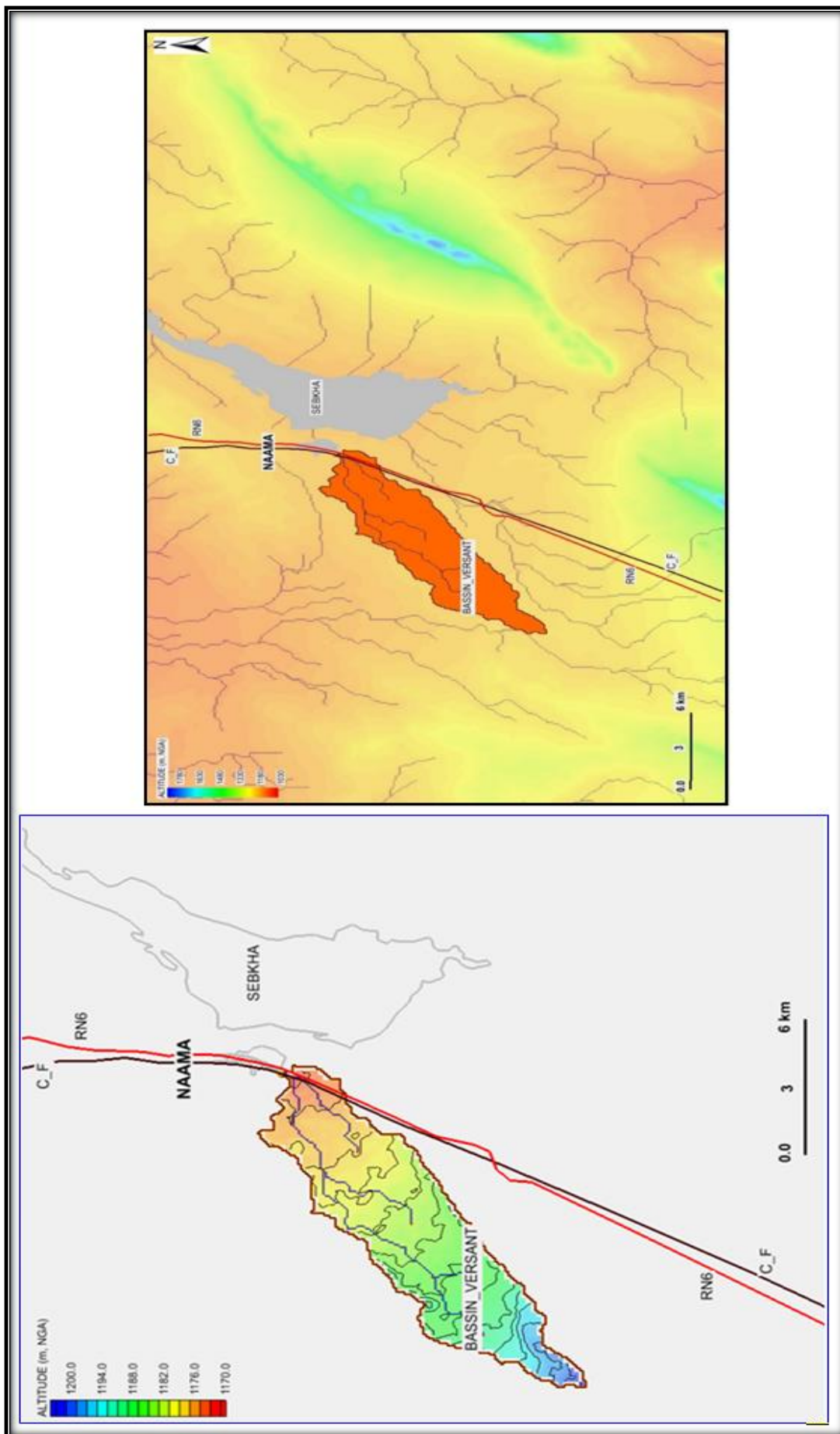


Figure 19 : Bassin versant extra-muros

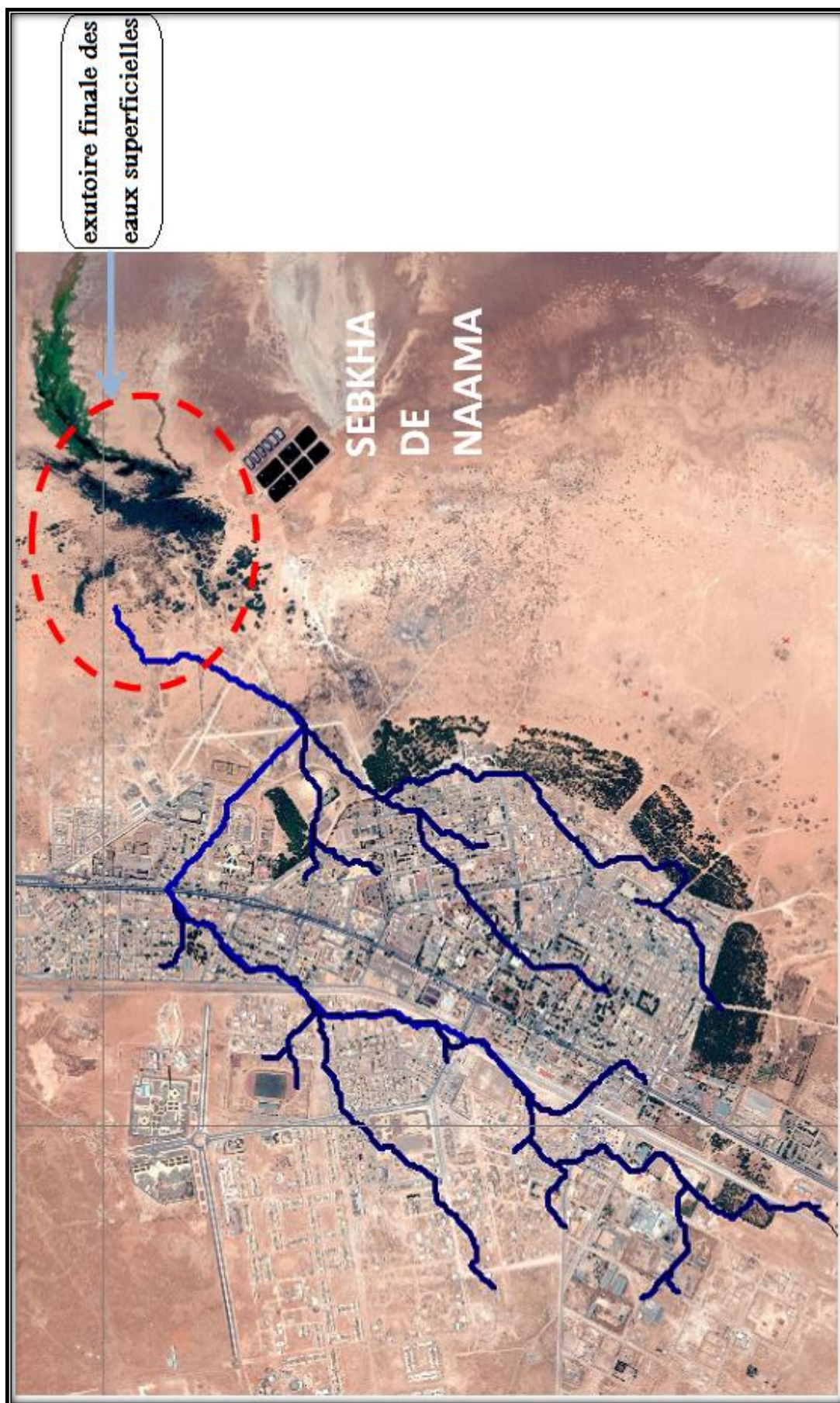


Figure 20 : Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (sebkha)

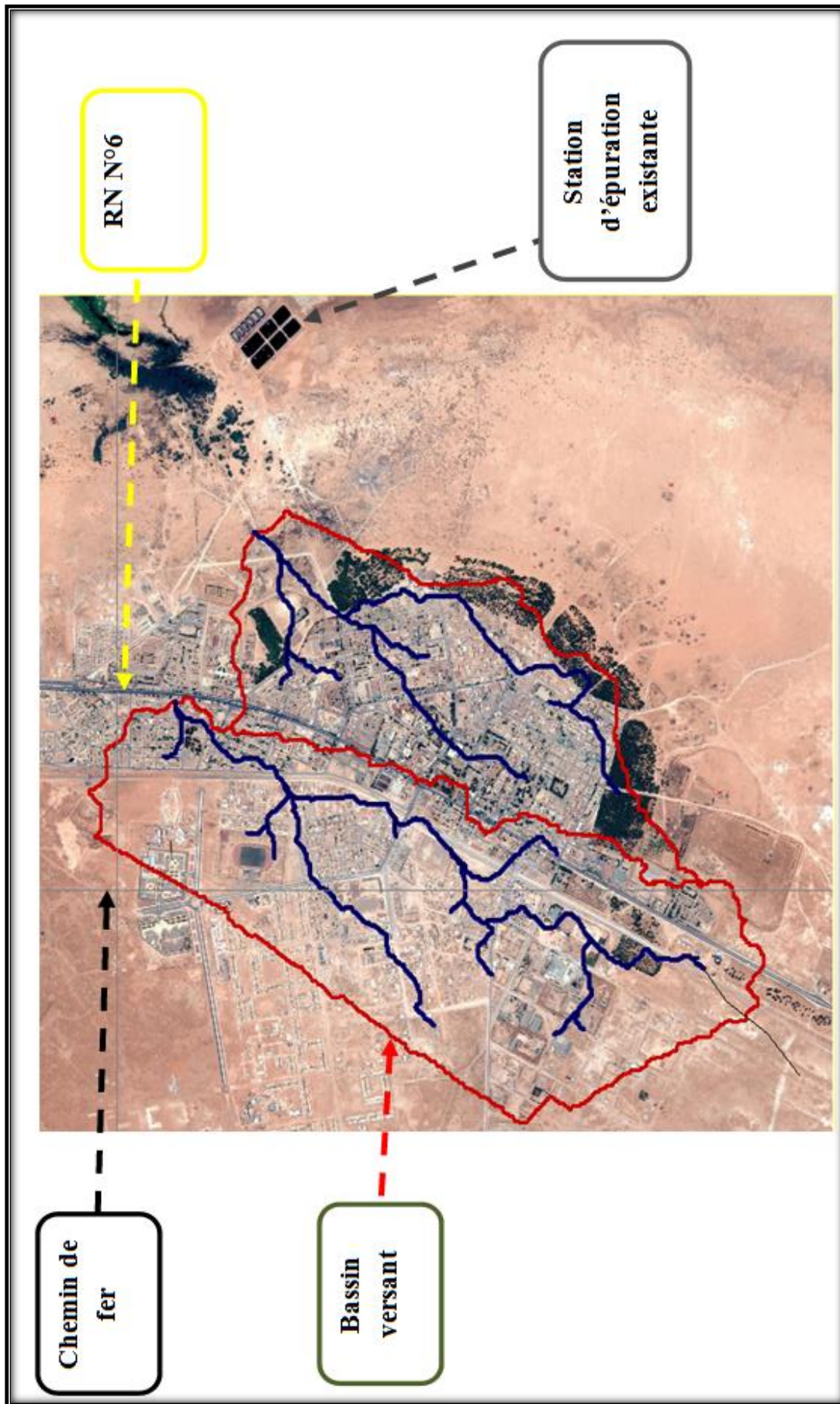


Figure 21 : Bassins versants des oueds intramuros traversant la ville de Naama jusqu' à



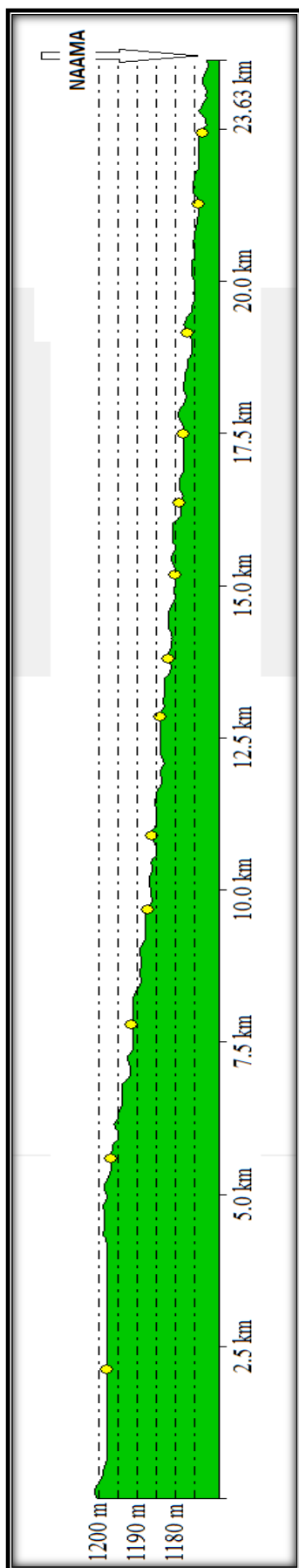


Figure 22 : Profil en long du thalweg principal l'exutoire final (shrekha)

### III.4.2.2 Couvert végétal

Le couvert végétal du bassin est assez maigre. Dans les hautes plaines sud oranaises l'aridité du climat ne permet pas le développement d'un couvert végétal capable de protéger la surface du sol. La plupart des espèces, en ce milieu aride, ont acquis des caractéristiques biologiques et morphologiques assez particulières leur permettant de surmonter toutes les conditions défavorables du milieu. Malgré le faible taux de recouvrement, la végétation steppique constitue une ressource naturelle de grande importance notamment dans la protection du sol contre le phénomène de l'érosion éolienne et hydrique dans la structuration des horizons superficiels du sol. Selon le FAO (1960) toutes éliminations ou dégradation du tapis végétal ou des résidus végétaux qui protègent le sol sont la cause principale de l'érosion. La végétation naturelle de la zone d'étude est caractérisée par une physionomie de steppe sauf dans les montagnes où subsistent les restes de forêts primitives abattues par l'homme à base de *Pinus Halepensis* et *juniperus phoenicea*. En dehors de ces espèces forestières, l'aspect de la steppe change avec le gradient pluviométrique et la nature du sol. Sept formations végétales sont identifiées dans la région (Nedraoui et al., 1999) (voir figure 6 )

- Matorrals à *Juniperus phoenicea* et *stipa tenacissima*, formations se localisant en altitude, notamment sur les sommets des monts.
- *Stipa tenacissima*, formation où domine l'alfa, graminée pouvant atteindre jusqu'au 1,5 m de hauteur, formant des touffes. Elle colonise tous les substrats géologiques de 400 à 1800 m, dans les bioclimats semi-aride à hivers frais et froid dans l'étage aride supérieur à hiver froid. Elle est accompagnée selon les conditions stationnelles de *Launea acanthoclada*, de *Lygeum spartum*, de *Traganum nudatum*, de *Artemesia herba alba*.
- *Lygeum spartum* (le sparte), il est très répondu dans la région et se trouve partout, près des massifs montagneux, des chotts, sur les dépôts de sable et les sols présentant des textures limono-sableuses.
- *Atractylis serratuloides* est présent un peu partout dans la région d'étude, c'est une espèce liée à la dégradation avec *Noaea mucronata*, *Thymelea microphylla*, *Anabasis oropediorum*
- *Peganum harmala* se développe sur les sols les plus démunis, c'est une espèce nitrophile indique la dégradation.
- *Aristida pungens* et *Tamarix africana* se localisent au niveau des daias, dont l'écoulement des eaux permet le dépôt d'un matériau très fin. Ces dépressions sont souvent

colonisées par des psammohytes telles que *Tamarix africana*, *Thymelaea microphylla*, *Aristida pungens*. Ces zones constituent des parcours de faible valeur.

– *Salsola sieberi* les sols halomorphes localisés dans les dépressions salines, portent une végétation d'halophytes à base d'*Atriplex halimus*, *Atriplex glauca*, *Frankenia thymifolia*, *Salsola sieberi* (var *zygophylla*) qui constitue un complément fourrager important.

Le calcul du recouvrement des premières espèces dominantes permet de constater que *Lygeum spartum* L. est l'espèce à plus fort recouvrement suivi de *Thymelaea microphylla* L. Il s'agit d'espèces qui se développent sur sol sablonneux et sablo-limoneux.

### III.4.2.3 Pédologie

La nature des sols et leur répartition sont en étroite relation avec les unités géomorphologiques. Une plus grande superficie est occupée par les sols calcimagnésiques (voir Figure 23).

- **les sols calcimagnésiques** occupent la majeure partie de la zone d'étude. Ils sont représentés par plusieurs types de sols : les rendzines, sols bruns calcaires et sols bruns calciques, sols à encroûtement gypseux. Ces sols occupent les glacis du Quaternaire ancien et moyen.

- **Les sols minéraux bruts** sont représentés par les sols minéraux bruts d'érosion, les sols minéraux bruts d'apport alluvial et les sols minéraux bruts d'apport éolien :

- ✓ Sols minéraux bruts d'érosion sont situés sur de fortes pentes où les couches superficielles sont constamment entraînées empêchant ainsi la formation du sol. Le couvert végétal est très peu significatif avec toutefois quelques reliques de chêne vert (*Quercus ilex*) et le genévrier oxycèdre (*Juniperus oxycedrus*).

- ✓ Sols minéraux bruts d'apport alluvial se rencontrent au niveau des oueds importants. Ils présentent une texture sableuse, une forte charge caillouteuse et leur profondeur est variable.

- ✓ Sols minéraux bruts d'apport éolien sont constitués de sable et de dunes plus au moins mobiles. Ces sols sont occupés par une végétation psammophile à *Aristida Pungens* et *Arthrophytum Scoparium*.

- **Sols peu évolués sont composés de :**

- ✓ Les sols peu évolués d'érosion sur roche mère dure (calcaire et gré) ou tendre (marnes), présentant une proportion élevée d'éléments grossiers, une forte charge caillouteuse et un faible taux de matière organique (<2%);

✓ Les sols peu évolués d'apport alluvial occupent particulièrement les zones basses (zone d'épandage, daïa, chenaux d'oued). Ces sols représentent la majeure partie des terres mises en culture.

- **Sols halomorphes** se localisent au niveau des zones de dépressions (Chott et sebkha) et des zones d'épandage des principaux oueds. Ces sols se développent sur des matériaux alluviaux à texture sablo-limoneuse, et ils se répartissent en auréoles autour des chotts et des sebkhas et en bas des glacis. Leur couvert végétal bien qu'homogène dans l'ensemble varie selon leur degré de salinité et leur taux d'humidité. Quand la salure est trop importante la végétation se compose d'espèces hyper-halophytes (*Halcnemum strobilaceum*). Toutefois, lorsque cette salure diminue on rencontre un couvert végétal halophyte qui se compose de (*Salsola Vermiculata*, *Attriplex Halimus* et *Suaeda fruticosa*). On distingue trois types de textures sableuse, sablo-limoneuse et sablo-argileuse. On note une nette prédominance de la texture sableuse, avec 90 % de cas dans le premier horizon et 45 % dans le deuxième horizon. La teneur en matière organique est très faible dans les deux horizons. La richesse en matière organique est plus élevée dans le deuxième horizon. Les sols sont squelettiques et pauvres en matière organique, la couche généralement exploitable par les racines est peu épaisse et dans bien des cas, la roche mère est parfois affleurante.

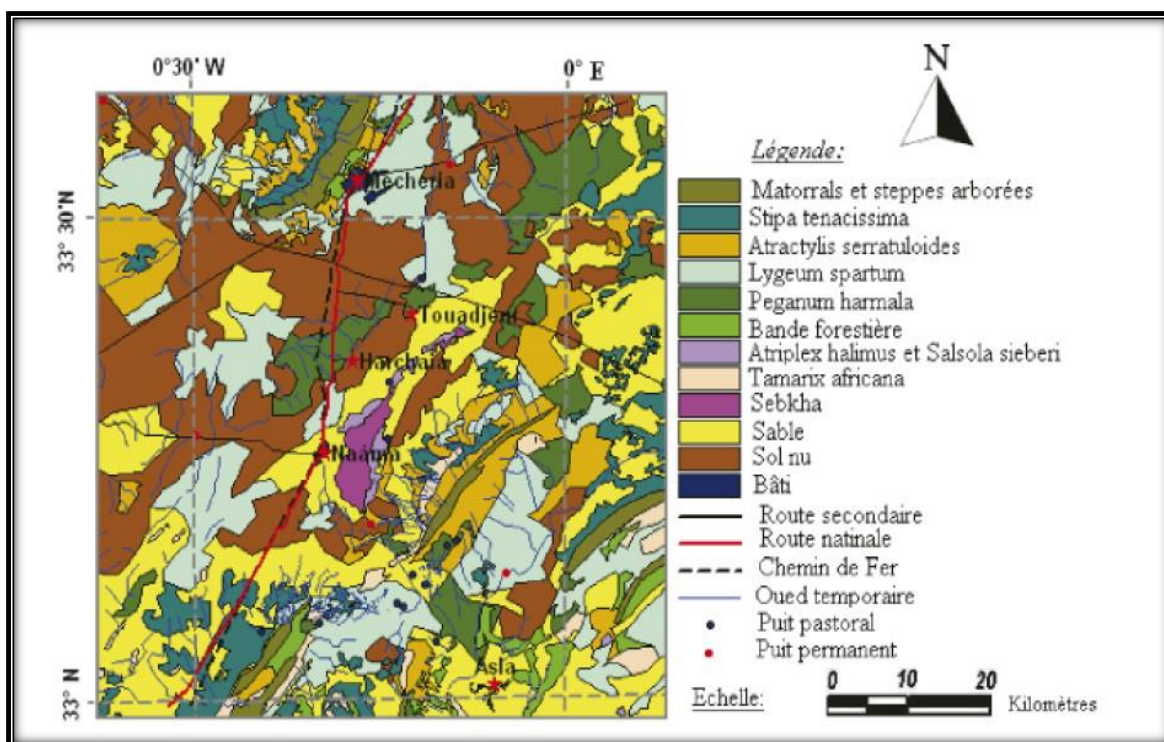


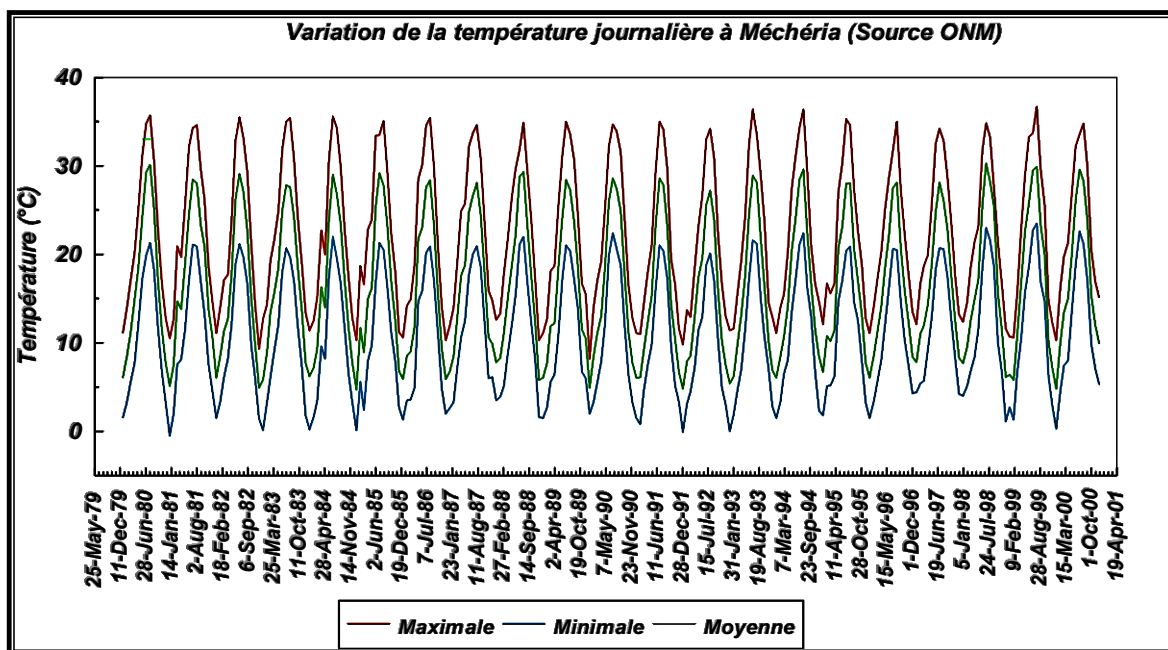
Figure 23 : Carte d'occupation le sol (Nedraoui et al, 1999)

### III.4.3 Caractéristiques climatiques

L'analyse des paramètres et autres indicateurs climatiques et hydroclimatiques sont considérés par les hydrologues et les hydrogéologues,... comme étant particulièrement discriminants sur le plan de la quantification et de l'exploitation ou gestion des ressources en eau, en rapport avec la géologie et la distribution spatiale des précipitations, des systèmes hydrographiques et d'occupation des terres et, en définitive, des systèmes de ressources de l'espace rural et naturel, et des systèmes d'usage de ces ressources par les populations locales. Ces indicateurs climatiques sont aussi des indicateurs commandant l'intensité des impacts anthropiques sur le milieu naturel. Les paramètres climatiques retenus sont ceux du poste météorologique de Mècheria, situé dans la zone d'étude. Avec 200 mm de pluviométrie moyenne annuelle, le régime pluviométrique est de type APHE (automne, printemps, hiver, été), favorable à une activité végétative malgré la longueur de la période de sécheresse qui s'étale d'avril à octobre. Le quotient pluviothermique d'Emberger est de 20, ce qui permet de classer la zone d'étude dans *l'étage bioclimatique aride inférieur frais* (Alcaraz, 1969). D'après les fluctuations des paramètres climatiques interannuels, le climat varie de l'aride au semi-aride inférieur (Mederbal, 1992 ; Djellouli, 1981).

**a. Les Températures**

On distingue des températures extrêmes allant de 1.5°C à 34.6°C. L’amplitude thermique annuelle est très élevée et est de l’ordre de 20° à 22°C entre l’été et l’hiver. La figure (24) présente la variation de la température journalière maximale, minimale et moyenne.



**Figure 24 : Variation de la température journalière à Mecheria (source ONM)**

Le tableau (14) donne les températures mensuelles moyennes

**Tableau 14 : Moyennes mensuelles des températures(°C) (source ONM)**

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
T (°C)	23.3	17.0	11.5	7.74	6.04	8.46	11.1	14.1	18.5	24.2	28.4	28.1	16.5

**b. Les Vents**

L’analyse des données anémométriques durant la période montre un pourcentage de vents calmes de 54% et de 56% pour la station de Naama et de Ain Sefra respectivement. On considère que le temps est calme lorsque la vitesse du vent est inférieure à 4 m/s. Les six mois les plus calmes sont ceux de l’automne et de l’hiver, les plus venteux ceux du printemps et de l’été. Le passage d’une période calme à une autre relativement ventilée s’effectue entre février et mars pour Ain Sefra, mars et avril pour Naama; l’inverse se manifeste entre août et septembre pour Ain Sefra, et septembre et octobre pour l’autre station. L’analyse annuelle des roses de vents a révélé qu’au niveau de Naama la résultante

est de direction Nord-Ouest. Cependant, dans le secteur de Ain Sefra, la dominance des vents de direction Nord-Nord-Ouest à Sud-Sud-Est. Les fréquences des vents Est sont plus importantes à Ain Sefra (11%) par rapport à Naama avec un pourcentage inférieur à 4%. Dans cette dernière ce sont les vents du Nord-Est qui sont les plus fréquents (9%). Cette différence entre le secteur Est et le Nord-Est s'explique par le fait que Naama est localisée dans le Nord en position d'abri sur le piémont Sud-Est du Djebel Antar, et Ain Sefra est située au fond d'une dépression entourée par les chaînons des monts de Ksours. Ces derniers ont une influence non négligeable sur la déviation des vents à travers les ouvertures entre les Djebels de l'Atlas saharien.

Cette dynamique éolienne complexe engendre une érosion éolienne et une dynamique de l'ensablement de la steppe.

**Tableau 15 : Vitesse moyenne mensuelle et l'énergie du vent dans la région (source ONM)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Vitesse, m/s	3,29	3,4	3,24	3,33	3,4	3,94	3,88	4,34	4,34	4,14	3,99	3,42	3,73
Energie, KWh	14	16	13	15	16	23	24	32	33	28	26	16	256

### c. Humidité relative

Le tableau (16) donne la répartition mensuelle de l'humidité de l'air. La moyenne annuelle étant de 48.3%.

**Tableau 16 : Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air(%) (Source ONM)**

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
%	41.3	52.9	61.3	67.8	62.1	56.8	50.9	46.9	44.5	35.7	28.1	31.7	48.3

### d. Insolation

La durée d'insolation est donnée au tableau (15) en heures par mois (données ONM, au sol) ; celle de la radiation en KWh/m<sup>2</sup>/j (données NASA, source lien RETScreen). La moyenne journalière mensuelle d'insolation la plus faible est enregistrée en janvier-février (6h/j), alors que la plus grande en juin-juillet (9.8h/j) une moyenne de durée d'insolation journalière annuelle de 7.7h/j.

Tableau 17 : Moyennes mensuelles d'insolation (heure/mois) et radiation (kWh/m<sup>2</sup>/J)

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
heures	252	229	191	183	178	175	205	251	247	300	299	281	2791
KWh/m <sup>2</sup> /j	5.52	3.96	2.89	2.46	2.79	3.88	4.98	6.36	7.20	7.64	7.72	6.73	5.18

### e. Evapotranspiration

L'augmentation des températures et les modifications de l'importance et de la répartition des précipitations entraînent une augmentation de l'évaporation, paramètre qui est aussi sous la dépendance d'autres facteurs (énergie radiative, humidité de l'air et vent). L'évapotranspiration potentielle (ETP de référence) désignant les pertes d'eau par évaporation et transpiration des plantes d'un terrain bien arrosé, peut être estimée par diverses formules, dont celle de Penman-Montieth, recommandées par la FAO. Le tableau (18) donne les valeurs de l'ETP estimée par la formule Penman-Montieth.

Tableau 18 : Estimation de ETP (mm) (source ONM)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Penman_Montieth	176	119	71	51	54	69	104	137	174	225	268	237	1685

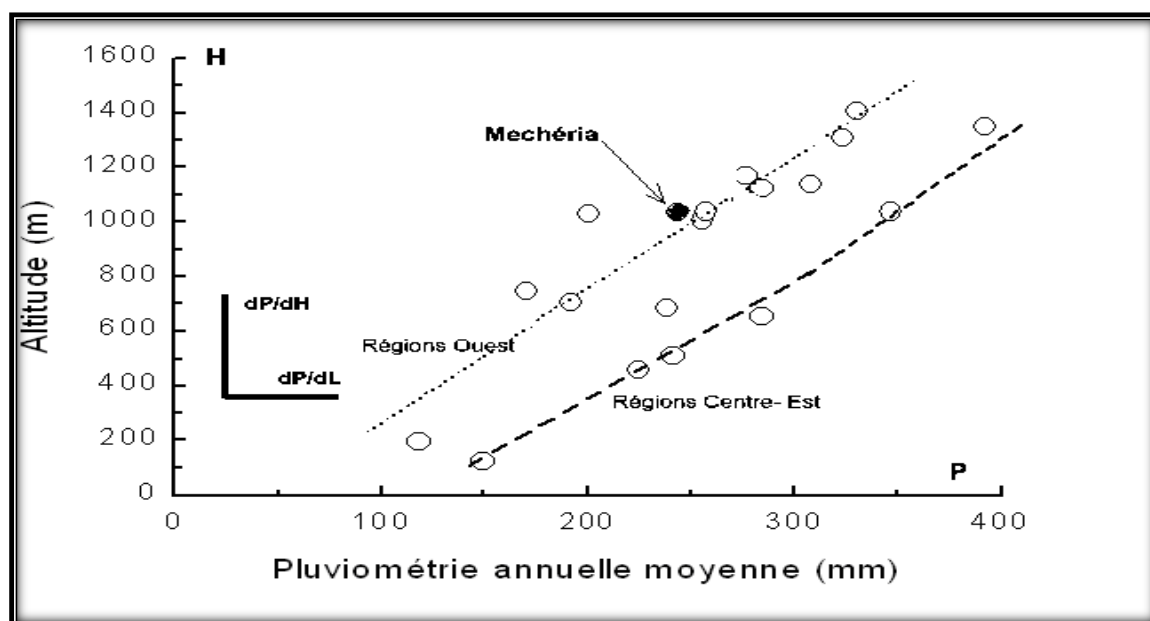
### f. Les précipitations

Les données d'observation utilisées sont celles enregistrées au niveau de plusieurs stations pluviométriques présentées, plus haut, au tableau (16). Certaines séries d'observations (à l'échelle mensuelle) contenaient initialement des lacunes partielles, la méthode de régression multidimensionnelle (ou de l'ACP) est utilisée pour combler ces lacunes, c'est la technique adoptée par l'ANRH pour l'élaboration de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord (échelle 1/500 000<sup>e</sup>). Les stations choisies couvrent presque tout le



secteur d'étude, permettant ainsi l'estimation en tout point des valeurs des pluies de différentes fréquences de retour et des débits des ruissellements correspondants des bassins versants considérés dans la zone d'étude.

La variabilité de la pluviosité, exprimée le plus souvent par le coefficient de variation, est inversement proportionnelle à l'aridité. La différenciation en régions pluviométriques homogènes caractéristiques aux zones des steppes à différents gradients altimétriques des pluies est bien visible à la figure (23). Le gradient pluviométrique altitudinal augmente de l'Ouest à l'Est.



**Figure 25 : Variation régionale des précipitations en fonction de l'altitude dans les régions steppiques  $dp/dh$  gradient altitudinal;  $dp/dl$  gradient longitudinal Carte Pluviométrique (ANRH), échelle 1/ 500 000 <sup>e</sup>**

✓ Analyse des précipitations mensuelles.

L'Algérie, pays méditerranéen, glisse vers la semi-aridité et les risques de désertification restent très élevés. Cela présage des conditions naturelles singulièrement plus difficiles qu'aujourd'hui, dont les conséquences commencent à se faire sentir dans beaucoup de régions d'Algérie. Cette nouvelle donnée insinue que toutes les prédictions calculées à partir des données historiques sur le cycle naturel, qui servent de base aux décisions d'investissement dans le secteur de l'hydraulique, devraient alors être réétudiées en fonction des nouvelles données climatiques (pluviométriques).

Il existe des liaisons linéaires entre les séries observées des différentes stations pluviométriques considérées. Le tableau (19) donne ces corrélations assez bonnes entre les stations.

**Tableau 19 : Corrélation linéaire à l'échelle mensuelle entre les stations pluviométrique**

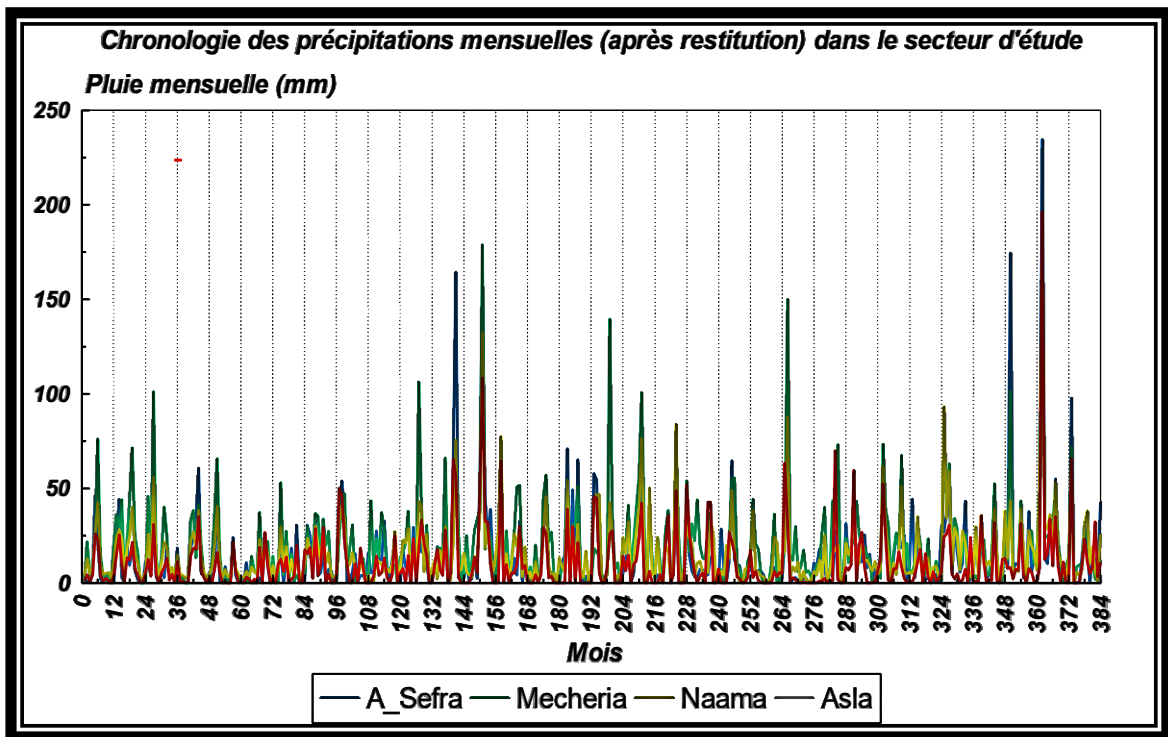
	Ain Sefra	Naama	Naama	Asla
Ain Sefra	1.0000			
Mecheria	0.7172	1.0000		
Naama	0.7767	<b>0.8375</b>	1.0000	
Asla	0.7789	0.6784	0.7644	1.0000

Ces considérations ont permis de mettre en évidence des relations multi-régressives entre les stations afin de restituer les données manquantes et ramener les séries pluviométriques à l'échelle mensuelle à une même période 09/1978 à 08/2010. La première étape consiste à utiliser les moyennes à la place des lacunes puis recalculer de nouvelles valeurs en utilisant la régression multiple obtenue entre les stations. Cette procédure est répétée avec ces valeurs et ainsi de suite jusqu'à stabilisation des estimations des valeurs manquantes. Le tableau (20) donne les estimations des coefficients de régression multiples et les valeurs des coefficients de corrélation correspondants à chaque itération effectuée.

**Tableau 20 : Meilleures régressions multiples obtenues entre les stations (ai)  
(R=coefficient de corrélation multiple)**

NAAMA	itération	a0	a1 (Naama)	a2 (ASefra)		R <sup>2</sup>	R
	1	5.75706779	0.29373435	0.34939181		0.6622788	0.8138051
	2	3.543196306	0.28420250	0.42479116		0.7799441	0.8831444
	3	2.962907802	0.27852995	0.44279817		0.7889448	0.8882256
	4	2.802431963	0.27710750	0.44706224		0.7905655	0.8891375
	<b>5</b>	<b>2.756970079</b>	<b>0.27682014</b>	<b>0.44807481</b>		<b>0.7909405</b>	<b>0.8893483</b>
	<b>6</b>	<b>2.743917670</b>	<b>0.27677187</b>	<b>0.44831717</b>		<b>0.7910366</b>	<b>0.8894024</b>
	<b>7</b>	<b>2.740136451</b>	<b>0.27676653</b>	<b>0.44837582</b>		<b>0.7910623</b>	<b>0.8894168</b>
		<i>Naama = f(Naama, AinSefra)</i>					
ASLA	itération	a0	a1 (Naama)	a2 (Naama)	a3 (ASéfra)	R <sup>2</sup>	R
	1	0.123310764	0.34422548	-0.01731683	0.37300544	0.6385642	0.79910210
	2	-0.694899271	0.35423621	0.00205722	0.37258263	0.6795331	0.82433795
	3	-0.795792225	0.35388175	0.00496939	0.37243833	0.6810954	0.82528504
	4	-0.808925888	0.35375819	0.00537859	0.37242030	0.68124857	0.82537783
	<b>5</b>	<b>-0.810662860</b>	<b>0.35373745</b>	<b>0.00543556</b>	<b>0.37241795</b>	<b>0.68126730</b>	<b>0.82538918</b>
	<b>6</b>	<b>-0.810893567</b>	<b>0.35373432</b>	<b>0.00544350</b>	<b>0.37241764</b>	<b>0.68126975</b>	<b>0.82539066</b>
		<i>Asla = f(Naama, Naama, ASéfra)</i>					

La figure (26) montre la variation des précipitations mensuelles au niveau de toutes les stations considérées, pour la période



**Figure 26 : Chronologie des précipitation mensuelles (après restitution) dans le secteur d'étude pluie mensuelle (mm)**

On note une nette diminution des précipitations avec le temps pour les stations de Naama et Asla, mais un léger accroissement pour les stations de Ain Sefra et Naama. Ces tendances sont bien visibles dans la variation des séries annuelles (voir plus loin). Les cycles annuel et saisonnier pluviométriques sont bien mis en évidence dans les graphes d'autocorrélations des séries à l'échelle mensuelles Figure (27).

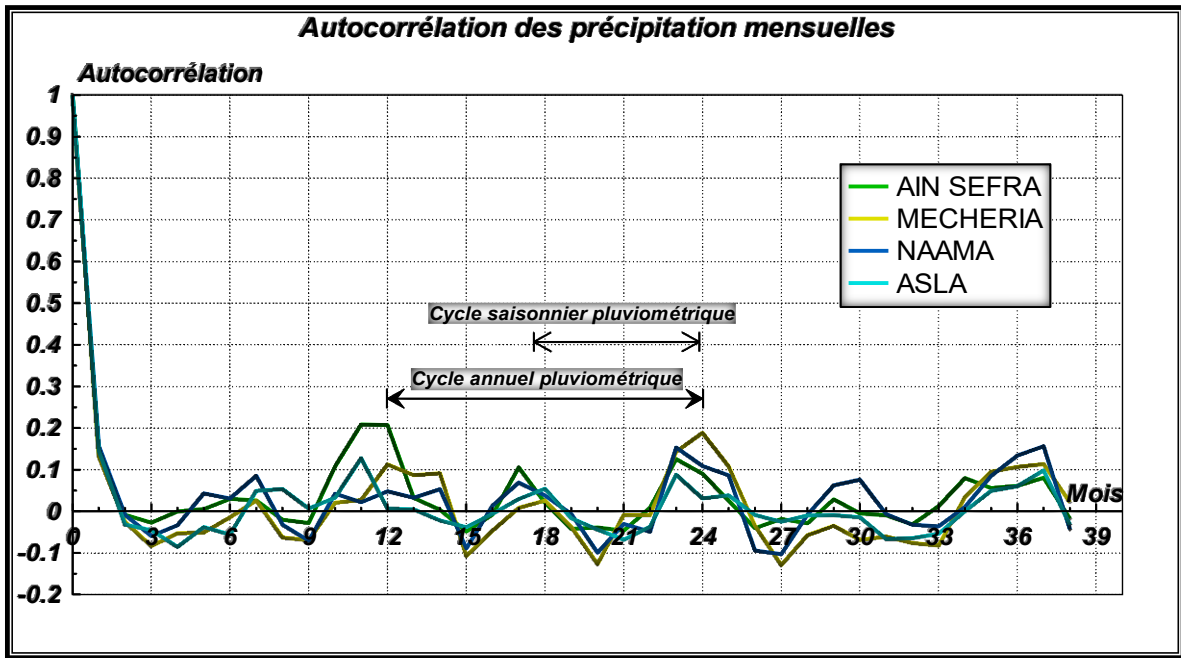


Figure 27: Autocorrélation des précipitations mensuelles

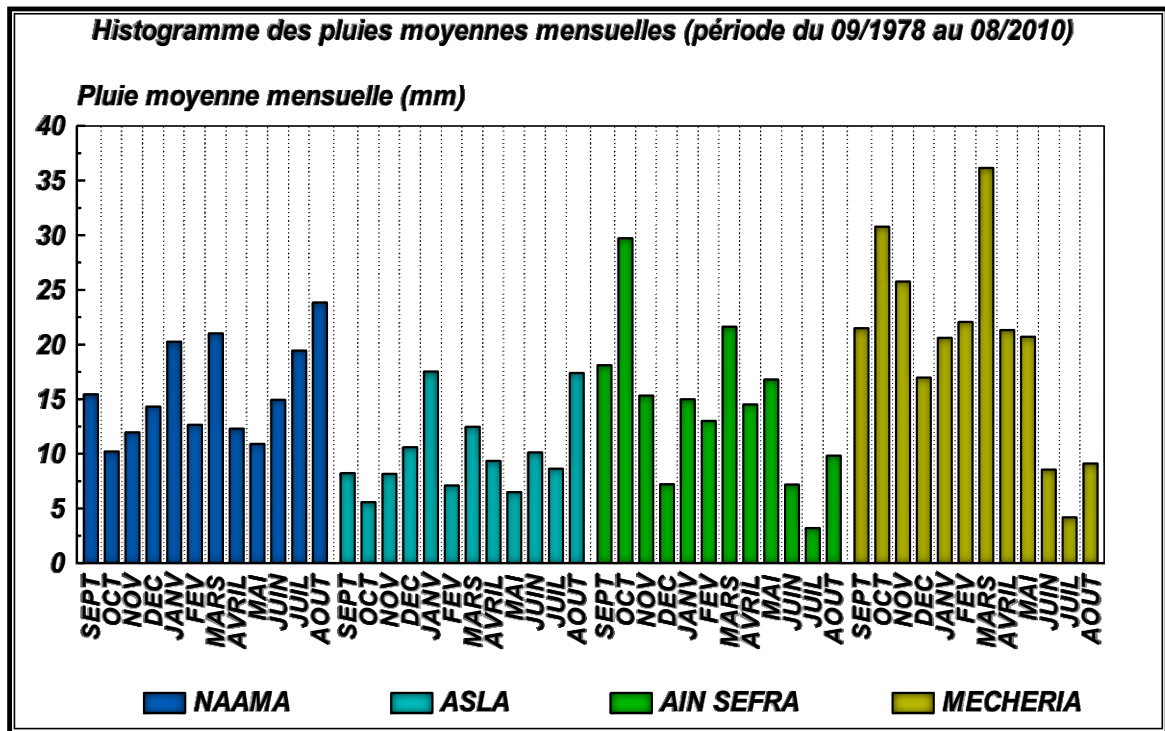


Figure 28 : Histogramme des pluies moyennes mensuelles (période du 09/1978 au 08/2010)

Une cyclicité de durée plus longue peut être décelée à l'aide de l'analyse spectrale des séries mensuelles pluviométriques.

Généralement, les mois humides sont Octobre-Novembre et Mars-Avril. A noter que les stations de Asla et Naama connaissent des Etés plus pluvieux que ceux de Ain Sefra et Naama (Fig. 28) les lames de pluies enregistrées en juillet et août sont comparativement plus importantes ; ceci étant dû aux pluies orageuses.

✓ Analyse des précipitations annuelles.

La figure (29) donne la variation de la pluviométrie annuelle au niveau des stations. On note la tendance à un léger accroissement des précipitations dans le secteur étudié, de l'ordre de 1mm/an. Cette tendance étant négative, de l'ordre de  $\Delta P=0.43$  mm/an pour la station de Naama et d'environ  $\Delta P = 1.21$ mm/an pour la station de Asla ; mais par contre elle est positive pour les stations de Ain Séfra et Naama, respectivement d'environ 3.92mm/an et 1.78mm/an (tableau 21).

**Tableau 21 : Tendance dans les chroniques des pluies annuelles**

STATION	TENDANCE ( $P_a = A_0 + A_1 T$ ) (T = année)	OBSERVATION
NAAMA	$P_a = 1026.9502 - 0.4211880 T$	Tendance au décroissement
ASLA	$P_a = 2524.3479 - 1.2052979 T$	Tendance au décroissement
AIN SEFRA	$P_a = -7649.042 + 3.9230206 T$	Tendance à l'accroissement
MECHERIA	$P_a = -3315.578 + 1.7824413 T$	Tendance à l'accroissement
SECTEUR	$P_a = -1853.330 + 1.0197489 T$	Tendance à l'accroissement

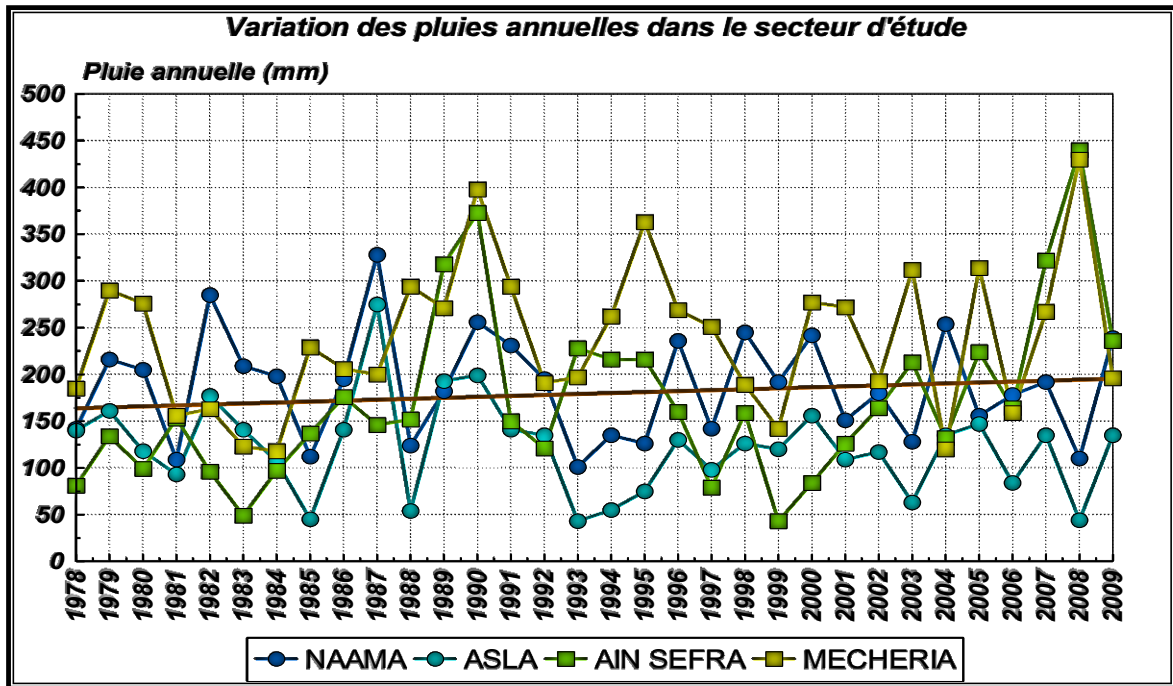


Figure 29 : Variation des pluies annuelles dans le secteur d'étude

### III.5 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons vu que la ville de Naama est caractérisée par un climat semi-aride sec et chaud.. Sur l'année, la température moyenne à Naama est de 16.5°C et les précipitations sont en moyenne de 269.3 mm.

---

# CHAPITRE IV

## *Dimensionnement de la station d'épuration de naama*

## IV.1 Introduction

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

- le nombre d'équivalent habitant (EH)
- débit total journalier (m<sup>3</sup>/j)
- débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)
- débits de pointe (m<sup>3</sup>/h)
- charges polluantes (DBO5 DCO et MES) (kg/j).

## IV.2 Caractéristique quantitative

### IV.2.1 Estimation du débit moyen journalier des eaux usées de la ville Naama

Le débit moyen journalier des eaux usées est estimé sur la base de la dotation hydrique et le chef de rejet estime à 80% de la consommation.

$Q_{moy} = \text{dotation} * \text{nbre de population} * \text{coef de rejet}$  D : Dotation en eau potable

N : Nombre d'habitants à l'horizon considéré. Cr: Coefficient de rejet = 80 %.

### IV.2.2 La population future

$$P_n = P_0 [1 + (T/100)]^n$$

$P_n$  : population future de l'horizon considéré  $P_0$  : population de l'année de référence

$n$  : nombre d'années séparant  $P_n$  et  $P_0$

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population

La localité Naama a une population de 30543 hab. au le 30/06/2022 d'après la direction DPAT (direction de la planification et de l'aménagement du territoire).

**en 2025**  $P_n = P_0 [1 + (T/100)]^n$ ,  $P_{2027} = 30543 [1 + (2.8/100)]^5$ ,  $P_{2027} = 30065 \text{hab}$

$P_n$  : population future de l'horizon considéré (2022-2027)  $P_0$  : population de l'année de référence (2022)

$n$  : nombre d'années séparant  $P_n$  et  $P_0$  (4)

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population (2.8%)

**En 2052** :  $P_n = P_0 [1 + (T/100)]^n$ ,  $P_{2052} = 30543 [1 + (2.8/100)]^{30}$ ,  $P_{2052} = 69937 \text{hab}$



**P<sub>n</sub>** : population future de l'horizon considéré (2022-2052) **P<sub>0</sub>** : population de l'année de référence (2022)

**n** : nombre d'années séparant P<sub>n</sub> et P<sub>0</sub> (30)

**T** : taux d'accroissement annuel de la population (2.8%)

En Algérie la dotation est comprise entre 180 et 220 l/s

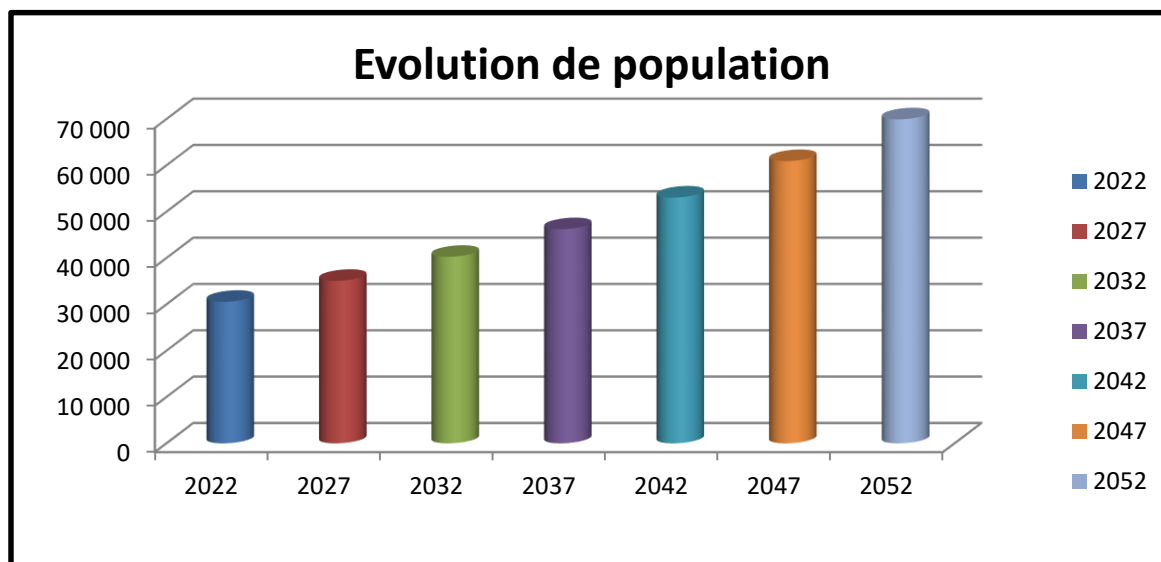


Figure 30 : Histogramme de croissance de la ville de Naama

### IV.2.3 Facteur de majoration

La demande administrative de commerces, d'artisanat et de petites industries est considérée comme étroitement liée au type d'agglomération, et un facteur de croissance propre à chaque catégorie d'usagers est estimé en appliquant directement à la dotation de l'unité domestique. la ville Naama est une ville est une zone agro pastorale avec peu d'industrie on prend un taux de majoration entre 0 et 20% (31).

Tableau 22 : Les résultats de calcul du débit moyen journalier

Horizon	2022	2027	2032	2037	2042	2047	2052
Population	30543	35065	40257	46218	53061	60917	69937
Dotation	200	200	200	200	200	200	200
Cr	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Taux de majoration	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Debit domestique (l/j)	4886880	5610400	6441120	7394880	8489760	9746720	11189920
Debit Equipement (l/j)	977376	1122080	1288224	1478976	1697952	1949344	2237984

Debit moyen journalier (l/j)	5864256	6732480	7729344	8873856	10187712	11696064	13427904
Debit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	5864,26	6732,48	7729,34	8873,86	10187,71	11696,06	13427,90

Le tableau suivant résume les résultats de calcul du débit moyen journalier

**IV.2.4 Estimation du débit de pointe journalier des eaux usées de la ville Naama :**

$$Q_p = C_p * Q_{moy.h}$$

Avec :Le tableau suivant résume les résultats de calcul du débit de pointe journalier

$$\begin{cases} C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy.h}}} & \text{Si } Q_{moy.h} \geq 2,8 \text{ L/s} \\ C_p = 3 & \text{Si } Q_{moy.h} < 2,8 \text{ L/s} \end{cases}$$

**Tableau 23 : Les résultats de calcul du débit de pointe journalier**

Horizon	2022	2027	2032	2037	2042	2047	2052
Population	30543	35065	40257	46218	53061	60917	69937
Debit moyen journalier (l/j)	5864256	6732480	7729344	8873856	10187712	11696064	13427904
Debit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	5864,26	6732,48	7729,34	8873,86	10187,71	11696,06	13427,90
Debit moyen horaire (l/h)	244344	280520	322056	369744	424488	487336	559496
Debit Moyen (l/s)	67,87	77,92	89,46	102,71	117,91	135,37	155,42
Coefficient de Pointe	1,8035	1,7832	1,7643	1,7467	1,7302	1,7149	1,7005
Debit de pointe Journaliere (m <sup>3</sup> /j)	10575,91	12005,43	13637,02	15499,82	17627,07	20057,24	22834,64

### IV.2.5 Le débit diurne

Le débit diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit :

$$Q_d = Q_j / 16h \quad Q_d = 13426,90 / 16 = 839,24 \text{ m}^3/h$$

### IV.2.6 Estimation les charge pollution de la ville Naama

Notion d'équivalent polluant : Une équivalente habitante (1 EH) = Quantité matières polluantes réputée être produite journalièrement par une personne. Du point de vue chiffre la définition est la suivante : Un EH correspond à un rejet de moyen journalier de 180 l d'effluent présentant une charge :

**Tableau 24 : Variation de charges**

PARAMETRES	VARIATION DE LA CHARGE (G/HAB/J)
MES	60 - 90
DBO5	35 - 60
DCO	70 - 120
NTK	10 - 15
P	2 - 4

**Tableau 25: Résultat d'analyse**

Paramètres	Résultats
PH	6.00
Conductivité (ms/cm)	2.73
Azote ammoniacal (g/l)	25
Azote total (g/l)	35
DCO (g/l)	485
MES 105°C(g/l)	240
MVS (g/l)	220
MES 600°C (MMS) (g/l)	200
DBO <sub>5</sub> (g/l)	220
Phosphore total (g/l)	20

### IV.3 Interprétations des résultats

✓ Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> est de l'ordre de  $2,20 < 2,5$  et la valeur de DCO est de 485 g/l, qui sont caractéristique des apports habituellement rencontrés dans les effluents domestiques, montrent la possibilité de la biodégradation de ces eaux.

✓ Les valeurs de DBO<sub>5</sub>, N, P montre un apport suffisant en azote et en phosphore pour assurer un développement microbien et la dégradation de la pollution organique.

❖ Les renseignements qui peuvent être tirés de ces analyses, montrent une pollution de caractère urbain de ces eaux et permettent de confirmer qu'un procédé biologique d'épuration précédé par une phase de prétraitement peut être adapté à leur traitement, on notera Ces eaux sont fortement chargées.

#### IV.4 Objectifs d'épuration et niveau de rejet

Les objectifs de l'épuration des effluents générés sont les suivants :

Supprimer les nuisances et les risques actuels de contamination au niveau des zones urbanisées<sup>1</sup>

Préserver la ressource en eau en réutilisant et valorisant les eaux traitées.

Dans le cadre du traitement des eaux usées de la ville de NAAMA, le niveau d'épuration retenu permettra, d'une part, le rejet vers le milieu récepteur et d'autre part une irrigation restrictive, ce niveau d'épuration est caractérisé par les contraintes suivantes :

**Tableau 26 : Paramètre organique Valeurs limites maximales des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles : Urbaines et industrielles**

Paramètres	Symbole	Unité	Valeurs maximales
Indice H pH	pH		5.5 à 8.5
Température	T°	°c	30
Nitrates	NO <sub>3</sub>	g/l	
Nitrites	NO <sub>2</sub>	g/l	
Phosphates	PO <sub>4</sub>	g/l	02
Ammonium	NH <sub>4</sub>	g/l	
Matières en suspension à 105°c	M.E.S	g/l	30
Demande chimique en Oxygène	D.C.O	g /l	120
Demande biochimique en Oxygène	D.B.O <sub>5</sub>	g /l	40
D.C.O / D.B.O <sub>5</sub>			
Cadmium	Cd	g/l	0.2
Chrome 3 <sup>+</sup>	Cr	g /l	3.0
Chrome 6 <sup>+</sup>	Cr	g/l	0.1
Cuivre	Cu	g /l	03
Plomb	Pb	g /l	01
Nickel	Ni	g /l	05
Arsenic	As	g/l	0.5
Zinc	Zn	g/l	05

## IV.5 Charges à traiter

Toutes les eaux usées de la ville de NAAMA estimé pour l'horizon 2052 seront dirigées vers la nouvelle station qui aura pour capacité une valeur de 49236 équivalents – habitants, correspondant au débit moyen de 13428 m<sup>3</sup>/j.

**Tableau 27 : Les charges hydrauliques et polluantes à traiter**

<b>Débit total à traiter</b>		
<b>Débit d'eau à traiter qmoy</b>	<b>m<sup>3</sup>/j</b>	13428
<b>Definition des flux de pollution</b>		
<b>Concentration DBO5</b>	<b>g/l</b>	220
<b>Flux DBO5</b>	<b>kg/j</b>	2955
<b>Concentration DCO</b>	<b>g/l</b>	485
<b>Flux DCO</b>	<b>kg/j</b>	6513
<b>Concentration MES</b>	<b>g/l</b>	240
<b>Flux MES</b>	<b>kg/j</b>	3223

## IV.6 Filière SBR

### IV.6.1 Prétraitement et dimensionnement de ses ouvrages

#### IV.6.1.1 Dégrillage

Le dégrillage est un prétraitement qui consiste à retenir la matière volumineuse susceptible de gêner les traitements ultérieurs voire endommagé les équipements. Les eaux usées sont filtrées au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les matières les plus volumineuses qui seront ensuite éliminées avec les ordures ménagères.

Les grilles peuvent être manuelles ou mécanique. On peut distinguer :

- le pré dégrillage, pour écartement supérieur à 40 mm ;
- le dégrillage moyen, pour écartement de 40 à 10 mm ;
- le dégrillage fin, pour écartement de 10 à 6 mm ;
- le tamisage, pour écartement de 6 à 0,5 mm

## a. Dimensionnement de dégrilleurs

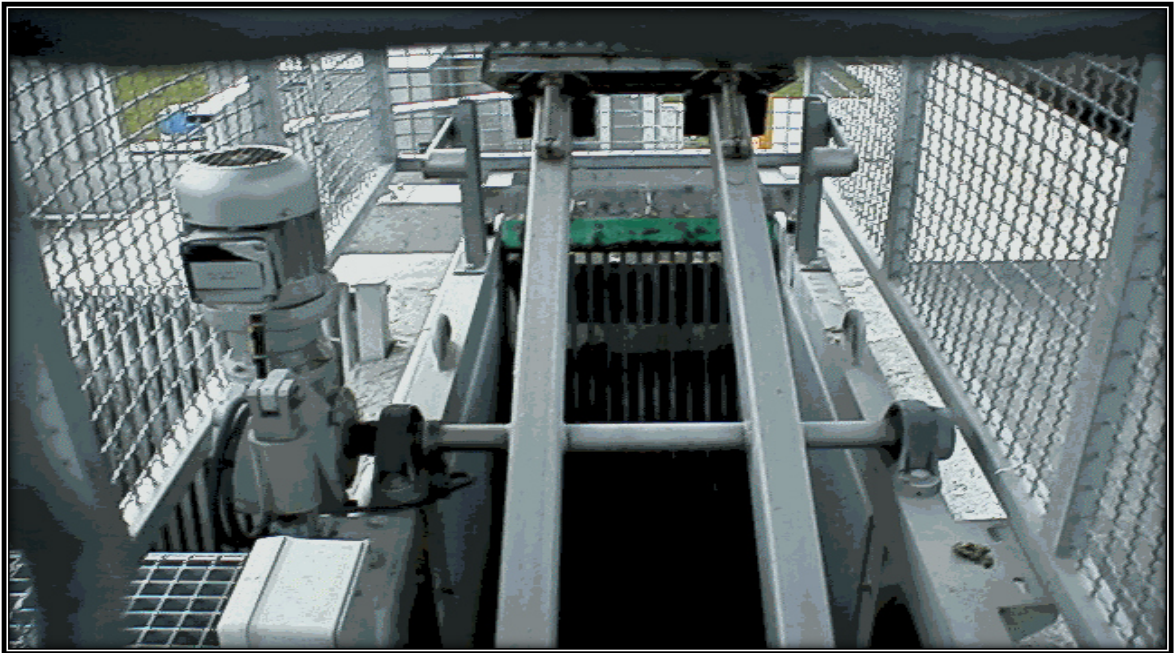


Figure 31 : Un dégrilleur mécanique

Les critères de conception d'un dégrilleur mécanique sont présents sur le tableau suivant

Tableau 28 : Les critères de conception des dégrilleurs

Diamètre des barreaux (mm)	8-10
Espacement entre les barres (mm)	10-50
Pente par rapport à l'horizontal (°)	60-80
Vitesse à travers les grilles (m/s)	0.6-0.9
Pertes de charge admissibles (mm)	150

Le dégrilleur qui sera installé au niveau de notre station sera mécanique (à barreaux circulaires) ayant les caractéristiques suivantes :

- La vitesse à travers la grille :  $v = 0.7$  m/s.
- Angle d'inclinaison :  $\theta = 60^\circ$ .
- $\beta = 1.79$  pour les barreaux circulaires.
- Espacement entre les barreaux :  $e = 10$  mm
- Barreaux circulaires de diamètre :  $b = 10$  mm
- $g = 9.81$  m/s.

Tableau 29 : valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction de la forme des barreaux.

FORME DES BARREAUX	B
RECTANGULAIRE A ARRETE A ANGLE DROIT	2.42
RECTANGULAIRES AVEC FACE AMONT CIRCULAIRE	1.83
CIRCULAIRE	1.79

### b. Calcul de la surface de la grille du dégrilleur

La superficie ouverte (surface verticale) de la grille est donnée par la formule :

$$S = \frac{Q}{V \times O \times C}$$

**S** : surface ouverte de la grille (m<sup>2</sup>)

**Q** : débit de pointe en temps sec (m<sup>3</sup>/s)

**V**: vitesse d'entrée des eaux brutes ; on prend 0.7 m/s **O**: Coefficient de passage libre donné par la relation.

$$\theta = \frac{\text{Diametre des bareaux}}{(\text{Diametre des bareaux} + \text{espacement entre les bareaux})}$$

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

**0.1 < C < 0.3** pour une grille manuelle.

**0,4 < C < 0.5** pour une grille automatique. Données de calcul :

Débit de point (2052) = 22834,64 m<sup>3</sup>/j = 0.264 m<sup>3</sup>/s

**V** : vitesse d'entrée des eaux brutes ; on prend 0.7 m/s

**e**: Diamètre des barreaux de la grille, on prend e = 10 mm **E** : espacement entre les barreaux, on prend E = 30 mm

**C** : 0.45 pour une grille automatique. **O** = (10/10+30) = 0,25.

Donc :

$$S = \frac{Q}{V \times O \times C} = \frac{0,264}{0,7 \times 0,25 \times 0,45} = 3,35 \cong 4 \text{m}^2$$

## c. Calcul de la largeur de la grille

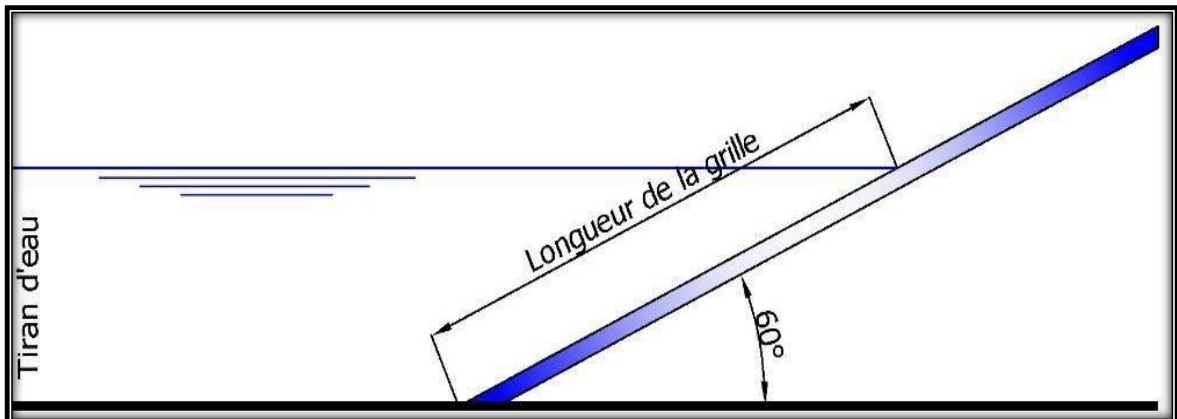


Figure 32 : Schéma de principe du dégrilleur

Une fois les surfaces obtenues, nous allons déterminer la largeur  $l$  des grilles relative ; Pour cela, nous sommes parties de la notion de tirant d'eau noté  $t$ .

Afin de déterminer le tirant d'eau ; il est recommandé de reconnaître l'équivalent habitant  $EH=49236$  eqvhab. Donc  $t=0.5$

$$\text{Largeur de grille} = \frac{t}{\sin \theta} = \frac{0,5}{\sin 60} = 0,557m \approx 1m$$

## d. Longueur de grille

$$\text{Longueur de grille} = \frac{\text{surface ouverte}}{\text{largeur de la grille (L)}} = \frac{3,35}{0,557} = 7,26m \approx 7m$$

## e. Calcul de nombre des barreaux

Nb : nombre des barreaux

E : espacement entre les barreaux

D : diamètre des barreaux [support]

$$Nb = \frac{\text{longueur de la grille}}{\text{Espacement} + \text{Diamètre des barreaux}} + 1 = \frac{7}{0,01 + 0,03} + 1 = 176 \text{ barreaux}$$



**f. Calcul de la perte de charge**

$$\Delta H = C \times \frac{V^2}{2g}$$

$$C = \beta \times \left(\frac{e}{E}\right)^{\frac{4}{3}} \times \sin\alpha$$

Avec :

$\Delta H$  : Perte de charge (m)

$e$  : épaisseur des barreaux de la grille, on prend  $e = 10$  mm

$E$  : espacement entre les barreaux, on prend  $E = 30$  mm

$C$  : Coefficient de perte de charge singulière

$\beta$  : Coefficient de forme des barreaux = 1.79 (forme circulaire)

$$C = 1,79 \times \left(\frac{10}{30}\right)^{\frac{4}{3}} \times \sin(60) = 0,36$$

$$\Delta H = 0,36 \times \frac{0,7^2}{2g} = 0,009m$$

**g. Calcul du volume refus du dégrilleur**

$$V_{refus}(leqh) = \frac{8\text{à}10}{E}$$

$E$  : espacements entre les barreaux en cm = 3 cm

$$V_{refus}(leqh) = \frac{9}{3} = 3l$$

Le volume refus pour tout la Ville de Naama est. 49239 équivalents – habitants

$$V_{refus}(l) = 49239l = 147717m^3$$

**Tableau 30 : Dimensions de la grille.**

DONNE DE BASE	UNITE	VALEUR
SURFACE	m <sup>2</sup>	<u>4</u>
LARGEUR	<u>M</u>	<u>1</u>
LONGUEUR	<u>M</u>	<u>7</u>
NOMBRE DES BARREAUX	-	<u>176</u>
PERTE DE CHARGE	<u>M</u>	<u>0.009</u>

## IV.6.1.2 Dessableur



Figure 33 : Dessableur -dégraisseur rectangulaire (32)

Le by-pass des dessableurs-déshuileurs sera assuré par des vannes murales. Le sable sera extrait manuellement du canal longitudinal à l'aide d'une pelle manuelle. Soit pour le débit de pointe :

Une vitesse ascensionnelle  $10\text{m/h} \leq V_{asc} \leq 15\text{m/h}$ . Un temps de séjour  $10\text{minute} \leq T_s \leq 15\text{minute}$ .

$$\text{Valeur à respecter : } 1,25\text{m} \leq \frac{\text{volume m}^3}{\text{surface m}^2} \leq 2,5\text{m}$$

- a) Surface utile du dessableur :

Deux couloirs de dessableur seront construits traitant chacun la totalité du débit de pointe.

$$Q_p = 22834,64 \text{ m}^3/\text{j} = 951,44 \text{ m}^3/\text{h} = 0,264 \text{ m}^3/\text{s}$$

V : Vitesse de transit est prise = 0,3 m/s.

- b) Section utile du dessableur Su:

$$S_u = \frac{Q_p}{V}$$

$$S_u = \frac{0,264}{0,3} = 0,88 \text{ m}^2$$

• c) Section horizontale Sh:

On a:

Vs : Vitesse de sédimentation des particules de sable

ts: temps de séjour de la particule.

tc: temps de chute de la particule.

Avec :

$$V_s = 0,016 \text{ m/s}$$

$$ts = \frac{L}{V} \quad \text{et} \quad tc = \frac{H}{V_s}$$

Pour assurer une bonne décantation :  $ts \geq tc$

$$ts \geq tc \Rightarrow \frac{L}{V} \geq \frac{H}{V_s} \Rightarrow L \times B \geq \frac{V \times B \times H}{V_s} \Rightarrow L \times B = S_h \Rightarrow S_h \geq \frac{Qp}{V_s}$$

$$\Rightarrow S_h = \frac{0,264}{0,016} = 16,5 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow S_h = 16,5 \text{ m}^2.$$

• d) Longueur du dessableur :

On fixe la largeur du dessableur  $l = 0.8 \text{ m}$ .

$$L = \frac{S_h}{l} \quad \Rightarrow \quad \text{AN : } L = \frac{16,5}{0.8}$$

$$L = 20,625 \text{ m} \approx 21 \text{ m}$$

• e) Hauteur du dessableur :

$$H = \frac{Su}{l} = \frac{0,88}{0,8}$$

$$H = 1 \text{ m}$$

Tableau 31 : Caractère géométrique du dessableur

Caractéristique géométrique	formule	valeur	unité
Section transversale humide d'un canal	$S_t = Qp / V_d$	0.88	m <sup>2</sup>
Hauteur d'eau	He	1,10	m

Largeur d'un canal	l	0.8	m
Section horizontale humide d'un canal	$S_h = Q_p / V_s$	16,5	m <sup>2</sup>
Longueur d'un canal	L	21	m

Les sables de granulométrie 200 microns et plus, sont retenus par décantation dans les dessaleurs, la vitesse de transit de l'eau chargée est calibrée à 0.3 m/s.

L'évacuation périodique des sables est réalisée soit manuellement soit par pompage vers le bac à déchets correspondants.

Après un séchage partiel dans les bacs à déchets. Le sable est évacué vers la décharge publique.

**IV.6.1.3 Installation de déshuilage**

Volume du déshuileur :

$$V = Q_p (m^3/mn) \cdot t_s (mn).$$

Où :

$t_s$  : temps de séjour (le temps de séjour entre 5 et 20 mn).

Si :  $t_s = 10$  mn.

$$V = 15,84 (m^3/mn) \cdot 10 (mn) = 158,4 m^3$$

$$V = 159 m^3$$

- a) Surface horizontale :

$V_{asc}$  : Vitesse ascensionnelle de 15 à 20 m/h (  $V_{asc} = 15$  m/h).

$$Sh = \frac{Q_p}{V_{asc}} \implies AN: Sh = \frac{951,44}{15}$$

$$Sh = 63,42 m^2$$

- b) Hauteur d'eau :

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

Où :

$V$  : Volume du déshuileur.

$Sh$  : Surface du déshuileur.

$$\Rightarrow H = \frac{159}{63,42} = 2,5 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow H = 2,50 \text{ m}$$

- c) Longueur du déshuileur :

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

Il faut vérifier la condition  $2 \text{ m} < l \text{ déshuileur} < 6 \text{ m}$ .

On prend  $l \text{ déshuileur} = 5 \text{ m}$

$$\Rightarrow L = \frac{63,42}{5} = 12,68$$

$$\Rightarrow L = 13 \text{ m}$$

- d) - Quantité d'air injecté est  $5 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^3 \text{ d'eau}$  :

$$Q_{\text{air}} = 5 \times 159 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow Q_{\text{air}} = 795 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau 32 : Caractère géométrique du déshuileur

Caractéristique géométrique	formule	valeur	unité
Volume du déshuileur	$V = Q_p \cdot t_s$	159	$\text{m}^3$
Surface horizontale	$S_h = Q_p / V_{\text{asc}}$	63,42	$\text{m}^2$
Largeur	$l$	2,5	m
Hauteur d'eau	$H_e = V / S_h$	2,5	m
Longueur	$L = S_h / l$	13	m
Critère de dimensionnement	formule	valeur	unité
Temps de séjour	$t_s$	10,00	mn
Vitesse ascensionnelle	$V_{\text{asc}}$	15,00	m/h
Débit d'air insufflé	$Q_{\text{air}}$	795	$\text{m}^3/\text{h}$

C'est un ouvrage en béton où les corps flottants subissent une décantation inverse améliorée par insufflation d'air.

L'évacuation des huiles se fera périodiquement pour une incinération, ou pour un rejet vers la décharge publique.

#### IV.7 Ouvrage de traitement secondaire bassin biologique (SBR) :

La conception d'un système de boues activées doit nécessairement être basée sur un bilan de masse qui tient compte de l'affluent, de l'effluent, des boues extraites et de la cinétique biologique dans le réacteur.

Le volume des bassins d'aération doit être suffisant pour que le substrat ait le temps d'être transformé en biomasse.

Cependant, il ne doit pas être trop grand, afin de pouvoir maintenir une concentration suffisante de biomasse dans les bassins tout en limitant l'âge des boues pour favoriser une qualité de biomasse propice à sa floculation et à sa décantation.

Il faut s'assurer que la masse biologique pouvant être engendrée sous différentes conditions d'exploitation est suffisante compte tenu du volume de réacteur choisi. Une conception basée uniquement sur un temps de résidence hydraulique n'est pas acceptable.

Différents modèles cinétiques peuvent être utilisés pour effectuer les calculs. Un modèle qui a été largement utilisé est celui proposé par Lawrence et Mc Carty, en 1970 (Béland 1984, Metcalf & Eddy Inc 1991, WEF-ASCE, 1998).



**Figure 34 : Réacteur discontinu séquentiel Eco Cycle SBR (33)**

Des équations tirées de ce modèle sont présentées ci-après, en considérant que lorsque le réacteur est à l'équilibre, la masse biologique est constante.

$$\text{COD} = \text{bDCO} + \text{nbDCO} \quad \text{Eq : 01}$$

$$\text{bDCO} = \sim 1.6(\text{DBO}) \quad \text{Eq : 02}$$

$$\text{nbDCO} = \text{sDCOe} + \text{nbp DCO} \quad \text{Eq : 03}$$

$$\text{bDCO} = \text{sbDCO} + \text{rbDCO} \quad \text{Eq : 04}$$

$$\text{TKN} = \text{NH}_4\text{-N} + \text{ON} \quad \text{Eq : 05}$$

$$\text{ON} = \text{bON} + \text{NbON} \quad \text{Eq : 06}$$

$$nbON = nbsON + nbpON \quad \text{Eq : 07}$$

$$Y_t Q (S_a - S_e)/1000 - K_d M - M/\theta_c = 0 \quad \text{Eq : 08}$$

$$M = VX \quad \text{Eq : 09}$$

$$V = [Y_t Q (S_a - S_e) \theta_c] / [(1 + K_d \theta_c) X] \quad \text{Eq : 10}$$

$$\theta_c = V X / [Q_B X_B + Q X_e] \quad \text{Eq : 11}$$

$$K_d(T^\circ) = K_d(20^\circ\text{C}) \theta^{(T-20)} \quad \text{Eq : 12}$$

$$P_X = [Q (S_a - S_e) Y_t] / [1000 (1 + K_d \theta_c)] \quad \text{Eq : 13}$$

Où M = masse biologique, kg MVS

$Y_t$  = coefficient de synthèse, kg MVS/kg DBO5

Q = débit d'eaux usées, m<sup>3</sup>/j

$S_a$  = concentration de substrat à l'affluent, g/l DBO5

$S_e$  = concentration de substrat à l'effluent, g/l DBO5

$K_d$  = coefficient de respiration endogène, j<sup>-1</sup>

T = température, °C

$K_d(T)$  =  $K_d$  à température T, j<sup>-1</sup>

$K_d(20^\circ\text{C})$  =  $K_d$  à 20 °C, j<sup>-1</sup>

$\theta_c$  = âge des boues, j

X = concentration de la liqueur mixte, g/l MVS

V = volume du réacteur, m<sup>3</sup>

$Q_B$  = volume de boues extraites par jour, m<sup>3</sup>/j

$X_B$  = concentration de biomasse dans les boues extraites, g/l MVS

$X_e$  = concentration de biomasse à l'effluent, g/l MVS

$P_x$  = masse de boues produites (partie volatile), kg MVS/j

$\theta$  = coefficient de température

Le bilan ci-dessus porte uniquement sur les matières volatiles. Pour connaître la concentration ou la masse totale de solides en suspension dans le réacteur ainsi que la

production de boues, il faut également effectuer un bilan des matières inertes en suspension, qui peut s'exprimer de la façon suivante lorsque le réacteur est à l'équilibre :

$$M_I = [Q (MES_{Ia} - MES_{Ie}) \theta_c] / 1000 \quad \text{Eq : 14}$$

$$P_I = Q (MES_{Ia} - MES_{Ie}) / 1000 \quad \text{Eq : 15}$$

$$P_T = P_x + P_I \quad \text{Eq : 16}$$

Où  $M_I$  = masse en solides inertes en suspension, kg

$P_I$  = production de boues (partie inerte), kg/j

$MES_{Ia}$  = solides inertes en suspension à l'affluent, g/l

$MES_{Ie}$  = solides inertes en suspension à l'effluent, g/l

$P_T$  = production de boues totales, kg/j

Des valeurs typiques des paramètres cinétiques et coefficients pour le traitement des eaux usées domestiques sont présentées ci-dessous :

$$Y_t = 0,5 \text{ kg MVS/kg DBO}_5 \quad K_d (20 \text{ }^\circ\text{C}) = 0,06 \text{ j}^{-1} \quad \theta = 1,04$$

Bien que le modèle de Lawrence et Mc Carthy soit une approximation acceptable pour le traitement des eaux usées domestiques, il ne tient pas compte de la partie non active des matières volatiles. Un modèle élaboré par Eckenfelder permet d'effectuer un calcul plus rigoureux en tenant compte de la fraction biodégradable des matières volatiles en suspension.

Cette méthode a servi de base à la création d'un logiciel de simulation de bioréacteurs à boues activées (Desjardins, 1986).

Des modèles plus sophistiqués ont été créés par l'International Association on Water Quality (IAWQ), il s'agit des modèles IAWQ 1 et 2.

Divers logiciels de calculs et de simulation dynamique de boues activées sont maintenant disponibles.

Lors de l'utilisation de ces outils, le concepteur de la station doit apporter un soin particulier au calibrage des modèles et aux valeurs retenues pour les différents paramètres. Des références doivent être fournies à l'appui des modèles et paramètres utilisés.

Peu importe le modèle utilisé, certains facteurs doivent être pris en considération lors de la conception du bioréacteur. Il doit être conçu de façon à assurer la stabilité du rendement en fonction des diverses conditions d'alimentation.



Il faut entre autres être en mesure de maintenir une concentration de liqueur mixte suffisante pour favoriser la floculation et la décantation de la biomasse.

Une concentration d'au moins 2000 g/l en MVS est recommandée dans la liqueur mixte.

L'âge des boues visé à la conception doit également être choisi de façon à favoriser une qualité de biomasse qui offre de bonnes caractéristiques de décantation.

Selon des références citées par Béland (1984), la valeur optimale de biopolymères dans la liqueur mixte est obtenue pour un âge de boues d'environ 20 jours. Il n'est généralement pas recommandé de dépasser 30 jours d'âge de boues.

#### IV-7.1 Système d'Aération

Les calculs du système d'aération sont basés sur les besoins en oxygène en conditions réelles, le taux de transfert d'oxygène en conditions standard des équipements considérés et le rapport entre le taux de transfert en conditions réelles et le taux de transfert en conditions standard. Il faut aussi s'assurer que les conditions de mélange sont suffisantes pour permettre une bonne répartition de l'oxygène dissous et maintenir les solides en suspension dans la liqueur mixte.

Les besoins en oxygène comprennent la demande carbonée et la demande azotée.

Une façon courante de calculer la demande carbonée est de considérer la masse totale en DBO ultime utilisée et d'y soustraire la demande qui correspond aux micro-organismes contenus dans les boues extraites (Metcalf & Eddy Inc., 1991).

La demande totale en oxygène en conditions réelles peut être exprimée au moyen de l'équation suivante :

$$O_2 = [Q (S_a - S_e) DBO_u / 1000 DBO_5] - 1,42 P_x + [4,57 Q (N_a - N_e) / 1000] \quad \text{Eq : 17}$$

Où  $O_2$  = besoins en oxygène, kg/j

$DBO_u$  = concentration en DBO ultime, g/l

$N_a$  = concentration en azote Kjeldahl à l'affluent, g/l N-NTK

$N_e$  = concentration en azote Kjeldahl à l'effluent, g/l N-NTK

Le rapport typique  $DBO_u/DBO_5$  est de 1,47

Un facteur de pointe d'au moins 2 est généralement appliqué à la charge en DBO pour calculer la capacité maximale du système d'aération.

Un facteur plus élevé peut être requis en fonction de conditions particulières d'alimentation. En plus de prévoir les besoins en oxygène, il faut vérifier si la capacité du

système d'aération est suffisante pour assurer des conditions adéquates de mélange dans les bassins.

Les valeurs typiques citées à cette fin dans la littérature sont :

- 20 à 30 m<sup>3</sup> d'air/min.1000 m<sup>3</sup> pour un système de diffusion d'air entraînant un mouvement en spirale ; 10 à 15 m<sup>3</sup> d'air/min.1000 m<sup>3</sup> pour un système de diffusion d'air réparti uniformément sur la superficie du bassin ; 20 à 40 kW/1000 m<sup>3</sup> pour des aérateurs mécaniques.

Les caractéristiques du système d'aération doivent être précisées : puissance installée, nombre et type d'aérateurs s'il s'agit d'aérateurs mécaniques ou débit d'air, pression de service, nombre et type de soufflantes et de diffuseurs, réseau de distribution d'air s'il s'agit d'un système de diffusion.

Dans ce dernier cas, les pertes de charge dans le réseau de distribution doivent être calculées. On doit prévoir une soufflante en attente. La tuyauterie doit être conçue de telle sorte que les pertes de charge dans celle-ci sont relativement faibles comparativement aux pertes de charge dans les diffuseurs.

Les diffuseurs doivent être facilement accessibles ou amovibles pour en permettre l'entretien.

On obtient des données de caractérisation des eaux usées influentes, on définit les exigences en matière d'effluents et les facteurs de sécurité

#### **IV-7.2 Conditions et hypothèses de conception :**

1. on va Utilisez 2 réservoirs (bassins)
2. Profondeur totale du liquide lorsqu'il est plein = 6 m
3. Profondeur de décantation = 30 % de la profondeur du réservoir
4. SVI = 150 ml / g indice de volume des boues
5. NO<sub>x</sub> = 80 % de TKN
6. Utiliser les coefficients cinétiques dans la table 01 et 02
7. La concentration en liqueur mixte du réacteur à plein volume est 3500 g / m<sup>3</sup> et la température est de 12°C.
8. La concentration requise en NH<sub>4</sub>-N de l'effluent =0,50 g / m<sup>3</sup>.

**Note : g / m<sup>3</sup> =mg/l**

9. sDBO = 80 g/l

10. rbDCO = 80 g/l

11. sDCO = 160 g/l

12. DO = 2 g/l (Oxygène dissous)

On trouve dans le tableau 33 la Définition des termes utilisés pour caractériser eaux usées importantes constituants utilisés pour l'analyse et conception

**Tableau 33: Définition des termes utilisés pour caractériser les eaux usées importantes constituants utilisés pour l'analyse et conception de produit biologiques pour le traitement des eaux usées**

Constituants	définition
DBO	Demande biochimique totale en oxygène en 5 jours
sDBO	Demande biochimique en oxygène soluble en 5 jours
uDBO	Demande biochimique ultime en oxygène
DCO	Demande chimique totale en oxygène
bDCO	Demande chimique en oxygène biodégradable
pDCO	Demande chimique en oxygène particulaire
sDCU	Demande chimique soluble en oxygène
nbDCO	Demande chimique en oxygène non biodégradable
rbDCO	Demande chimique en oxygène facilement biodégradable
rbsCOC	Oxygène chimique soluble facilement biodégradable dérivé
sbDCO	Demande chimique en oxygène lentement biodégradable
bpDCO	Demande chimique en oxygène des particules biodégradables
nbpDCO	Oxygène chimique particulaire non biodégradable dérivé
nbsDCO	Demande chimique en oxygène soluble non biodégradable
TKN	Azote total de Kjeldahl
bTKN	Azote total biodégradable de Kjeldahl
sTKN	Azote total soluble (filtré) de Kjeldahl
ON	Azote organique
bON	Azote organique biodégradable
nbON	Azote organique non biodégradable
pON	Azote organique particulaire

nbpON	Azote organique particulaire non biodégradable
sON	Azote organique soluble
nbsON	Azote organique soluble non biodégradable
MES	Matières en suspension totales
MVS	Matières volatiles en suspension
nbMVS	Matières en suspension volatiles non biodégradables
iMES	Matières inertes totales en suspension

Table 1 : Coefficient cinétiques pour hétérotrophe bactérie à 20°C boue activées (Henze et al, 1987) ;(Baker and Dold, 1997) and Graddy et al, 1999)

<b>Table 8-10</b>	<b>Coefficient</b>	<b>Unit</b>	<b>Range</b>	<b>Typical value</b>
Activated-sludge kinetic coefficients for heterotrophic bacteria at 20°C <sup>a</sup>	$\mu_m$	g VSS/g VSS·d	3.0-13.2	6.0
	$K_s$	g bCOD/m <sup>3</sup>	5.0-40.0	20.0
	$\gamma$	g VSS/g bCOD	0.30-0.50	0.40
	$k_d$	g VSS/g VSS·d	0.06-0.20	0.12
	$f_d$	Unitless	0.08-0.20	0.15
	$\theta$ values			
	$\mu_m$	Unitless	1.03-1.08	1.07
	$k_d$	Unitless	1.03-1.08	1.04
	$K_s$	Unitless	1.00	1.00

<sup>a</sup> Adapted from Henze et al. (1987a); Barker and Dold (1997); and Grady et al. (1999).

Table 2 : Coefficient cinétiques de nitrification à 20°C boue activées (Henze et al, 1987) ;(Baker and Dold, 1997) and Graddy et al, 1999)

<b>Table 8-11</b>	<b>Coefficient</b>	<b>Unit</b>	<b>Range</b>	<b>Typical value</b>
Activated-sludge nitrification kinetic coefficients at 20°C <sup>a</sup>	$\mu_{mn}$	g VSS/g VSS·d	0.20-0.90	0.75
	$K_n$	g NH <sub>4</sub> -N/m <sup>3</sup>	0.5-1.0	0.74
	$Y_n$	g VSS/g NH <sub>4</sub> -N	0.10-0.15	0.12
	$k_{dn}$	g VSS/g VSS·d	0.05-0.15	0.08
	$K_o$	g/m <sup>2</sup>	0.40-0.60	0.50
	$\theta$ values			
	$\mu_n$	Unitless	1.06-1.123	1.07
	$K_n$	Unitless	1.03-1.123	1.053
	$k_{dn}$	Unitless	1.03-1.08	1.04

<sup>a</sup> Adapted from Henze et al. (1987a); Barker and Dold (1997); and Grady et al. (1999).

IV-7.2.1 les caractéristiques des eaux usées nécessaires à la conception du processus.

- a. Détermine le bDCO à l'aide de l'équation.

bDCO = ~ 1,6 (DBO)      équation (02).

$$bDCO = 1,6(220 \text{ g / m}^3) = 352 \text{ g / m}^3$$

b. On détermine la concentration de nbVSS à l'aide de l'équation

$$nbVSS = \left[ 1 - \left( \frac{bpDCO}{pDCO} \right) \right] \times VSS \quad \text{Eq : 18}$$

c. On détermine le bpDCO/pDCO

$$\frac{bpDCO}{pDCO} = \frac{(bDCO/DBO)(DBO-sDBO)}{DCO-sDCO} \quad \text{Eq : 19}$$

$$\frac{bpDCO}{pDCO} = \frac{1,6(220 - 80) \text{ g/m}^3}{485 - 160 \text{ g/m}^3} = 0,69$$

$$nbVSS = [1 - 0,69] \times 220 \text{ g/m}^3 = 68 \text{ g/m}^3$$

d. On détermine iTSS (iMES)

$$iTSS = TSS_0 - VSS_0 \implies iTSS = (240 - 220) \text{ g/m}^3$$

$$iTSS = 20 \text{ g/m}^3$$

#### IV-7.2.2 le cycle de fonctionnement SBR

La durée totale du cycle ( $T_C$ ) comprend le remplissage ( $t_F$ ), la réaction / aération ( $t_A$ ), la décantation ( $t_S$ ) et la décantation ( $t_D$ ). Un temps d'inactivité ( $t_I$ ) peut également être ajouté.

Ainsi, le temps de cycle total

$T_C = t_F + t_A + t_S + t_D + t_I$  Au moins 2 réservoirs sont nécessaires de sorte que lorsqu'un réservoir est en

Période de remplissage  $t_F$ , les cycles suivants se produisent dans l'autre cuve : aération  $t_A$ , décantation  $t_S$ ,

décantation les cycles  $t_F = t_A + t_S + t_D$

a) sélectionnez la période de temps

on suppose  $t_A = 2,0 \text{ h}$

$$t_S = 0,5 \text{ h}$$

$$t_D = 0,5 \text{ h}$$

$$t_I = 0$$

Ensuite  $t_F = 2,0 + 0,5 + 0,5 = 3,0$  h pour chaque bassin (Note : une certaine aération peut également être effectuée pendant la période de remplissage).

La durée totale du cycle  $T_C = t_F + t_A + t_S + t_D = 6,0$  h

Le nombre du cycle / bassin .jour  $= \frac{(24 \text{ h/j})}{6 \text{ h/cycle}} = 4$

Le nombre total de cycle / jour = (2 bassins)  $\left[ \frac{4 \text{ CYCLE/JOUR}}{\text{BASSIN}} \right]$   
 $= 8$  Cycle / jour

Le volume de remplissage /jour  $= \frac{13428 \text{ m}^3/\text{J}}{8 \text{ Cycle/j}} = 1678,5 \text{ m}^3/\text{Remplissage}$

**Tableau 34 : Les différentes phases d'un cycle SBR**

	Heure du cycle											
	1h		2h		3h		4h		5h		6h	
<b>BASSIN SBR</b>	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h	0,5 h
<b>Remplissage</b>												
<b>Aération</b>												
<b>Réaction</b>												
<b>Décantation</b>												
<b>Pompage des eaux traitées</b>												

Res=réserver, Lib=libérer

**V-7.2.3 la fraction de remplissage par cycle autorisée on comparant avec un modèle sélectionné**

a. Développer un bilan massique basé sur les solides dans le réacteur.

Masse de solides à plein volume = Masse de solides décantés

$$V_T X = V_S X_S$$

Où  $V_T$  = volume total, en m<sup>3</sup>

$X$  = Concentration MLSS en à plein volume, g / m<sup>3</sup>

$V_S$ -volume décanté après décantation, m<sup>3</sup>

$X_S$  = Concentration MLSS en dans le volume décanté, g / m<sup>3</sup>

b. On Résoudre le bilan massique et on détermine la fraction/cycle de remplissage,

i. on estime X, sur la base d'une valeur SVI supposée de 150 ml / g.

$$X_{S} = \frac{(10^3 \text{ mg/g}) (10^3 \text{ ml/l})}{(\text{SVI}, \frac{\text{ml}}{\text{g}})}$$

$$X_{S} = \frac{(10^3 \text{ mg/g}) (10^3 \text{ ml/l})}{(150 \frac{\text{ml}}{\text{g}})} =$$

$$X_s = 6666 \text{ g/m}^3$$

On x= 3500 g/m<sup>3</sup>

Donc

$$\frac{V_S}{V_T} = \frac{X}{V_S} = \frac{(3500 \frac{\text{g}}{\text{m}^3})}{(6666 \frac{\text{g}}{\text{m}^3})}$$

$$\frac{v_S}{v_T} = \frac{X}{v_S} = 0.525$$

On doit fournir 20% de liquide au-dessus de la couverture de boues afin que les solides ne soient pas éliminés par le mécanisme de décantation

$$\frac{V_S}{V_T} = 1,2 \times (0,525)$$

$$\frac{v_S}{v_T} = 0.63$$

On détermine la fraction de remplissage

$V_F + V_S = V_T$  ou  $V_F =$  volume de remplissage, m<sup>3</sup>

$$\frac{V_F}{V_T} + \frac{V_S}{V_T} = 1$$

$$\frac{V_F}{V_T} = 1 - 0,63$$

$$\frac{v_F}{v_T} = 0.37$$

On prend  $\frac{V_F}{V_T} = 0,30$  donc déterminer le temps de rétention hydraulique global

Profondeur totale du liquide= 6m

Profondeur de décantation = 30 % de la profondeur du bassin

La profondeur de décantation = 0,3 (6m)= 1,80 m donc

$$V_T = \frac{V_{F/\text{reservoir}}}{0,30} = \frac{(1678,5 \frac{\text{m}^3}{\text{bassin}})}{0,30}$$

$$V_T = 5595 \text{ m}^3/\text{bassin}$$



$$\tau = \frac{2 \text{ bassins } (5595 \frac{\text{m}^3}{\text{bassin}}) (\frac{24\text{h}}{j})}{13428 \text{ m}^3/\text{J}} = 20\text{h}$$

$$\tau = 20\text{h}$$

#### IV-7.2.4 SRT :

Temps de Rétention Des Solides. Le SRT, en effet, représente la période moyenne de temps au cours de laquelle les boues sont restées dans le système. SRT est le paramètre le plus critique pour la conception des boues activées car SRT affecte le traitement-performances du procédé, volume du bassin d'aération, production de boues et oxygène. Pour l'élimination de la DBO, les valeurs SRT peuvent varier de 3 à 5 jours, selon la température de la liqueur mélangée. Entre 18 et 25°C, une valeur SRT proche de 3 d est souhaitée où seule l'élimination de la DBO est requise et pour décourager la nitrification et éliminer l'association-demande réduite en oxygène. Pour limiter la nitrification, certaines stations d'épuration de boues activées ont été opérées à des valeurs SRT de 1 jour ou moins. À 10°C, des valeurs SRT de 5 à 6 jours sont courantes pour élimination de la DBO uniquement, température et autres facteurs affectant la TRS dans divers traitements. Étant donné que la nitrification dépend de la température, la TRR de conception pour la nitrification doit être sélectionné avec prudence car des taux de croissance de nitrification variables ont été observés sur différents sites, vraisemblablement dus à la présence de substances inhibitrices (Aboyeur et Dold, 1997; Fillos et coll, 2000).

On utilise les équations suivantes

$$(P_{X,TSS})SRT = \frac{QY(S_0-S)SRT}{[1+(k_d)SRT](0,85)} + Q(nbVSS)SRT + \frac{QY(NO_X)SRT}{[1+(k_d)SRT](0,85)} + \frac{(f_d)(k_d)QY(S_0-S)SRT^2}{[1+(k_d)SRT](0,85)} + Q(TSS_0 - VSS_0)SRT \quad \text{Eq : 20}$$

$$(P_{X,TSS})SRT = (V)(X_{MLSS}) = (5595\text{m}^3)(3500\text{g}/\text{m}^3)$$

$$nbVSS = 68 \text{ g}/\text{m}^3$$

$$S_0 = \text{bDCO} = 352 \text{ g}/\text{m}^3$$

$$Q = (13428 \text{ m}^3/\text{j}) / 2 \text{ bassins} = 6714 \text{ m}^3/\text{bassin} \cdot \text{J}$$

$$i\text{TSS} = (240 - 220) \text{ g}/\text{m}^3 = 20 \text{ g}/\text{m}^3$$

$$NO_x = (0,80) (35 \text{ gTKN/ m}^3) = 28 \text{ g/m}^3$$

Les Coefficient de synthèse de la biomasse hétérotrophe d'après les tables 01 et 02

$$Y = 0,40 \text{ g VSS/ g bDCO}$$

$$K_d \text{ } 12^\circ\text{C} = 0,12 \text{ g/ g } \cdot j(1,04)^{12-20} = 0,088 \text{ g/ g.j}$$

$$Y_n = 0,12 \text{ g VSS /g NO}_x$$

$$K_{dn} \text{ } 12^\circ\text{C} = 0,08 \text{ g/ g } \cdot j(1,04)^{12-20} = 0,06 \text{ g/ g.j}$$

$$F_d = 0,15 \text{ g/ g}$$

$$(P_x, \text{TSS}) \text{ SRT} = 19582500 \text{ g}$$

Donc on obtient

$$\begin{aligned} & 19582500 \text{ g} \\ & = \frac{(6714 \text{ m}^3/\text{d})(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO}) (352 \text{ g/m}^3) \text{SRT}}{[1 + (0,088 \text{ g/ g } \cdot \text{d}) \text{SRT}](0,85)} + (6714 \text{ m}^3/\text{d})(68 \text{ g/m}^3) \text{SRT} \\ & + \frac{(6714 \text{ m}^3/\text{j}) (0,12 \text{ g/ g}) (28 \text{ g/m}^3) \text{SRT}}{[1 + (0,088 \text{ g/ g } \cdot \text{d}) \text{SRT}](0,85)} \\ & + \frac{(0,15 \text{ g/ g})(0,088 \text{ g/ g } \cdot \text{j})(6714 \text{ m}^3/\text{j})(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO}) (352 \text{ g/m}^3) \text{SRT}^2}{[1 + (0,088 \text{ g/ g } \cdot \text{j}) \text{SRT}](0,85)} \\ & + (6714 \text{ m}^3/\text{d})(20 \text{ g/m}^3) \text{SRT} \end{aligned}$$

On développe l'équation

$$56672,59 \text{ SRT}^2 + 5326,44 \text{ SRT} - 16645125 = 0 \text{ donc}$$

$$\text{SRT} = 17,09 \text{ jours.}$$

**IV-7.2.5 MLVSS concentration**

$$(P_{X,VSS}) \text{SRT} = V_T (X_{MLVSS}) \quad \text{Eq : 21}$$

$$\begin{aligned} (P_{X,VSS}) \text{SRT} &= \frac{QY(S_0 - S) \text{SRT}}{[1 + (k_d) \text{SRT}]} + Q(nbVSS) \text{SRT} + \frac{QY_n(NO_x) \text{SRT}}{[1 + (k_{dn}) \text{SRT}]} + \\ & \frac{(f_d)(k_d)QY(S_0 - S) \text{SRT}^2}{[1 + (k_d) \text{SRT}]} \quad \text{Eq : 22} \end{aligned}$$

Donc d'après l'équation : 22

$$\begin{aligned}
 & \frac{(P_{X,VSS})SRT}{(6714 \text{ m}^3/j)(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO})(352 \text{ g/m}^3)17,09} \\
 &= \frac{[1 + ((0,088 \text{ g/ g.j})17,09)]}{(6714 \text{ m}^3/j)(68 \text{ g/m}^3)17,09} + \frac{(6714 \text{ m}^3/j)(0,12 \text{ g/ g})(28 \text{ g/m}^3)17,09}{[1 + (0,06 \text{ g/ g.j})17,09]} \\
 &+ \frac{(0,15 \text{ g/ g})(0,088 \text{ g/ g.j})(6714 \text{ m}^3/j)(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO})(352 \text{ g/m}^3)17,09^2}{[1 + (0,088 \text{ g/ g.j})17,09]} \\
 &= V_T(X_{MLVSS})
 \end{aligned}$$

$$V_T(X_{MLVSS}) = 15900521,8 \text{ m}^3 \cdot \text{g/m}^3$$

$$\text{On a } V_T = 5595 \text{ m}^3$$

$$V_T(X_{MLVSS}) = (5595 \text{ m}^3)(X_{MLVSS})$$

$$15900521,8 \text{ m}^3 \cdot \text{g/m}^3 = (5595 \text{ m}^3)(X_{MLVSS})$$

$$(X_{MLVSS}) = 2841,91 \text{ g/m}^3$$

On détermine la fraction MLVSS

$$\frac{X_{MLVSS}}{X_{MLSS}} = \frac{(2841,91 \text{ g/m}^3)}{(3500 \text{ g/m}^3)}$$

$$\frac{X_{MLVSS}}{X_{MLSS}} = 0.81$$

**IV-7.2.6 la quantité de NH4-N oxydé (NO<sub>x</sub>)**

$$\text{NO}_x = \text{TKN}_0 - N_e - 0,12 P_{x,bio} / Q \quad \text{EQ 23}$$

$$(P_{X,bio}) = \frac{QY(S_0-S)}{[1+(k_d)SRT]} + \frac{QY_n(NO_x)}{[1+(k_{dn})SRT]} + \frac{(f_d)(k_d)QY(S_0-S)SRT}{[1+(k_d)SRT]} \quad \text{EQ 24}$$

$$\begin{aligned}
 & (P_{X,bio}) \\
 &= \frac{(6714 \text{ m}^3/j)(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO})(352 \text{ g/m}^3)}{[1 + (0,088 \text{ g/ g.j})17,09]} + \frac{(6714 \text{ m}^3/d)(0,12 \text{ g/ g})(28 \text{ g/m}^3)}{[1 + (0,06 \text{ g/ g.j})17,09]} \\
 &+ \frac{(0,15 \text{ g/ g})(0,088 \text{ g/ g.j})(6714 \text{ m}^3/j)(0,40 \text{ g VSS/ g bDCO})(352 \text{ g/m}^3)17,09}{[1 + (0,088 \text{ g/ g.j})17,09]}
 \end{aligned}$$

$$P_{X,bio} = 473847,16 \text{ g/j} \implies P_{X,bio} = 473,84 \text{ kg/j}$$

Donc

$$NO_x = TKN_0 - N_e - 0,12 P_{X,bio} / Q$$

$$NO_x = TKN_0 - N_e - \frac{(0,12)(473,84 \text{ kg/j})(10^3 \text{ g/kg})}{(6714 \text{ m}^3/\text{d})}$$

$$NO_x = (35 - 0,5 - 8,46) \text{ g/m}^3 \implies NO_x = 26,04 \text{ g/m}^3$$

#### IV-7.2.7 le degré de nitrification pour déterminer si le NH4 - N

Sera éliminé pour le niveau de 0,50 g / m<sup>3</sup> dans une période d'aération de 2 h.

a. Puis on détermine la quantité d'Azote oxydable disponible.

$NO_x = 26,04 \text{ g / m}^3 = \text{NH}_4\text{-N}$  dans le flux d'alimentation pouvant être oxydé

NH<sub>4</sub> OXYDABLE-N ajouté / cycle :

$$V_F (NO_x) = 1678,5 \text{ m}^3/\text{cycle} (26,04 \text{ g / m}^3)$$

$$V_F (NO_x) = 43608,14 \text{ g/remplissage}$$

NH<sub>4</sub>-N restant avant le remplissage =  $V_s (N_e)$

$N_e = 0,50 \text{ g/m}^3$  de NH<sub>4</sub>-N

$$V_s (N_e) = N_e (V - V_F)$$

$$= (0,50 \text{ g / m}^3) [(5595 - 1678,5) \text{ m}^3]$$

$$N_e = 1958,25 \text{ g}$$

N oxydable total au début du cycle =  $(43608,14 + 1958,25) \text{ g} = 45566,39 \text{ g}$

Donc la concentration initiale est :

$$N_e = \frac{45566,39 \text{ g}}{V_T} = \frac{45566,39 \text{ g}}{5595 \text{ m}^3}$$

$$N_e = 8,14 \text{ g/m}^3$$

b. On détermine le temps de réaction Utilisation de l'équation, le temps de réaction (une aération) après le remplissage pour obtenir le résultat souhaité La concentration de NH<sub>4</sub>-N peut être calculée Premièrement, la concentration en nitrifiant doit être déterminé

$$K_n \ln \frac{N_e}{N_0} + (N_0 - N_t) = X_n \left( \frac{\mu_{mn}}{Y_n} \right) \left( \frac{DO}{K_0 + DO} \right) t \quad \text{EQ 25}$$

I. On calcule concentration en nitrifiant par la formule suivante :

$$X_n = \frac{Q(Y_n)(NO_x)SRT}{[1+(K_d)SRT]V} \quad \text{EQ 26}$$

$$X_n = \frac{(6714 \text{ m}^3/j)(0,12 \text{ g VSS/gNH}_4 - \text{N})(26,04 \text{ g/m}^3)17,09}{[1 + (0,06 \text{ g/g.j})17,09]5595 \text{ m}^3}$$

$$X_n = 31,63 \text{ g/m}^3$$

On déduit les valeurs d'après les tables suivantes 01 et 02

$$\mu_{mn 12^\circ} = 0,75 \text{ g/g.d } (1,07)^{12-20} = 0,43 \text{ g/g.d}$$

$$K_n 12^\circ = 0,74 \text{ g/g.d } (1,053)^{12-20} = 0,48 \text{ g/g.d}$$

$$K_0 = 0,50 \text{ g/m}^3$$

On détermine le temps de réaction

$$\text{Pour le } N_e = 8,14 \text{ g/m}^3 \quad N_0 = 0,5 \text{ g/m}^3 \quad \text{DO} = 2 \text{ g/m}^3 \text{ (Oxygène dissous)}$$

On utilise l'équation (25)

$$0,48 \ln \frac{(8,14 \text{ g/m}^3)}{(0,5 \text{ g/m}^3)} + (8,14 \text{ g/m}^3) - (0,5 \text{ g/m}^3) \\ = (31,63 \text{ g/m}^3) \left( \frac{0,43 \text{ g/g.d}}{0,12 \text{ g/g.d}} \right) \left( \frac{2 \text{ g/m}^3}{0,5 \text{ g/m}^3 + 2 \text{ g/m}^3} \right) t$$

$$t = 0,115 \text{ jours} = 2,76 \text{ h} \quad \text{Temps d'aération requis} = 2,76 \text{ h}$$

Un temps d'aération sélectionné était de 2 h, par conséquent, l'aération est requise pendant la période de remplissage

Temps plein = 3 h

Au moins la moitié du temps de remplissage doit être utilisée pour mélanger sans aération pour fournir une opération de sélection pour le contrôle SVI.

Durée totale =  $(3/2) + 2 = 3,5$  h

Le volume pourrait être augmenté en rendant VF/VT plus petit ou en augmentant le temps pour la période de réaction.

On détermine le taux de pompage du décanteur.

Volume décantation = volume de remplissage

$V_F = 1678,5 \text{ m}^3$

Temps décantation = 30 min

$$\text{Le taux de pompage} = \frac{1678,5 \text{ m}^3}{30 \text{ min}} =$$

$$\text{Le taux de pompage} = 55,95 \text{ m}^3/\text{min}$$

#### IV-7.2.8 quantité d'oxygène requis dans le bassin

$$R_o = Q(S_0 - S) - 1,42 P_{X,bio} + 4,57Q(NO_x)$$

$$R_o = (6714 \text{ m}^3/\text{j})(352 \text{ g/m}^3)(1 \text{ kg}/10^3 \text{ g}) - 1,42 (473,84 \text{ kg}/\text{j})$$

$$+ 4,57(6714 \text{ m}^3/\text{j})(26,04 \text{ g/m}^3)(1 \text{ kg}/10^3 \text{ g})$$

$$R_o = 2363,328 - 672,85 + 798,984$$

$$R_o = 2489,46 \text{ kg}/\text{j}$$

Donc le temps d'aération dans le bassin

Le temps d'aération /cycle = 3,5 h

Le nombre de cycle /jour = 4

Le temps d'aération total = 14 h/j

$$\text{Taux moyen de transfert d'oxygène} = \frac{2489,46 \text{ kg}/\text{j}}{14 \text{ h}/\text{j}} = 177,81 \text{ kg}/\text{h}$$

On note que La demande en oxygène sera plus élevée au début de l'aération Période de sorte que la capacité de transfert d'oxygène du système d'aération doit être supérieure à celle-ci taux de transfert moyen. Le taux de transfert d'oxygène doit être multiplié par un facteur de 1,5 à 2,0 pour assurer un transfert d'oxygène suffisant au début du cycle et pour gérer les débits de pointe.

## IV-7.2.9 La production des boues

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante

$$(P_{X,ISS}) = \frac{(V_T)(X_{MLSS})}{SRT} \quad \text{EQ 27}$$

$$P_{X,ISS} = \frac{(2\text{bassin})(5595\text{m}^3/\text{bassin})(3500\text{ g/m}^3)(1\text{kg}/10^3\text{g})}{17,09\text{ j}}$$

$$P_{X,ISS} = 2291,69\text{ kg/j}$$

- La quantité DCO éliminé

$$bDCO_{\text{éliminé}} = Q \times bDCO$$

$$bDCO_{\text{éliminé}} = (13428\text{ M}^3/\text{j}) \times (352\text{ g/m}^3) \times (1\text{kg}/10^3\text{g})$$

$$bDCO_{\text{éliminé}} = 4726,65\text{ kg/j}$$

- La quantité DBO éliminé

$$DBO_{\text{éliminé}} = \frac{(4726,65\text{ kg bDCO/j})}{(1,6\text{kg bDCO/kg DBO})}$$

$$DBO_{\text{éliminé}} = 2954,15\text{ kg/j}$$

- Le rendement observé basé sur le MES

Le rendement observé ( $Y_{\text{obs,mes}}$ ) = g MES/ g bDCO = kg MES / kg bDCO

$$Y_{\text{obs,MES}}\text{ g MES/g DBO} = \frac{2291,69}{2954,15} = \left(\frac{0,77\text{ g MES}}{\text{g DBO}}\right) \quad \text{EQ 28}$$

$$Y_{\text{obs,MES}}\text{ g MVS/g DBO} = \left(\frac{0,77\text{ g MES}}{\text{g DBO}}\right) \times \left(\frac{0,80\text{ g MVS}}{\text{g MES}}\right) \quad \text{EQ 29}$$

$$Y_{\text{obs,MES}}\text{ g MVS/g DBO} = \left(\frac{0,62\text{ g MVS}}{\text{g MES}}\right)$$

$$Y_{\text{obs,MES}}\text{ g MES/g DBO} = \frac{2291,69}{4726,65} = \left(\frac{0,48\text{ g MES}}{\text{g DBO}}\right) \quad \text{EQ 30}$$

## IV-7.2.10 Rapport aliments / micro-organismes (rapport F/M)

$$F/M = \frac{kg\ DBO}{kg\ MLVSS.j} = \frac{QS_0}{XV} \quad \text{EQ 31}$$

$$F/M = \frac{(6714\ m^3/j)(220\ g/m^3)}{(2841,91\ g/m^3)(5595\ m^3)}$$

$$F/M = 0.092\ g/g.j$$

- Le chargement volumétrique de la DBO

$$L_{org} = \frac{kg\ DBO}{m^3} = \frac{QS_0}{V} \quad \text{EQ 32}$$

$$L_{org} = \frac{(13428\ m^3/j) \times (220\ g/m^3)}{(5595\ m^3) \times (10^3\ g/kg)}$$

$$L_{org} = 0.52\ kg.m^3/j$$

Tableau 35 : Un résumé de conception des conditions moyennes du bassin biologique

paramètres de conception	Unités	valeur
Débit moyen	m <sup>3</sup> /j	13428
Charge corporelle moyenne DBO produite	kg/j	2954,15
Charge moyenne en TKN	kg/j	473,84
Nombre de bassins	/	2
Temps plein	h	3
Temps de réaction	h	2
Temps d'aération total	h	3,5
Temps décantation	h	0,5
Temps de pompage des eaux traitées	h	0,5
Temps de cycle	h	6
Total des SRT	j	17,09
Volume du bassin	m <sup>3</sup>	5595
Volume/cycle de remplissage	m <sup>3</sup>	1678,5
Volume de remplissage / volume du bassin	rapport	0,3
Profondeur décente	m	1,8



<b>Profondeur du bassin</b>	m	6
<b>MLSS</b>	g/m <sup>3</sup>	3500
<b>MLVSS</b>	g/m <sup>3</sup>	2881,91
<b>F / M</b>	g/g.d	0,092
<b>Charge volumétrique DBO</b>	kg/m <sup>3</sup> .d	0,52
<b>Taux de pompage du décanteur</b>	m <sup>3</sup> /min	55,95
<b>Production de boues</b>	kg/j	2291,69
<b>Rendement observé</b>	kg MVES/kg DBO	0,62
	kg MVES/kg bDCO	0,48
<b>Oxygène moyen requis / réservoir</b>	kg O <sub>2</sub> /d	2489,46
<b>Temps d'aération total/réservoir d</b>	h	14
<b>Taux de transfert moyen d'O<sub>2</sub></b>	kg O <sub>2</sub> /d	177,81

#### IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la station d'épuration de la ville de Naama par le traitement SBR qui constitue une variante particulière de procédé par boue activées. Les principes de base de traitement sont les mêmes que dans le cas biologique : la formation d'une biomasse en suspension, la concentration de celle-ci dans un réacteur biologique et la séparation de la biomasse de l'effluent traité s'appliquent aux SBR de sorte que les mêmes modèles et paramètres cinétique peuvent être utilisés tout en intégrant des adaptations nécessaires pour tenir compte des cycles.

La particularité de cette variante est que la décantation de la biomasse s'effectue directement dans les bassins d'aération plutôt que dans un décanteur.

---

# *Conclusion générale*

## **Conclusion :**

Le but du traitement des eaux usées est essentiellement de protéger l'environnement naturel contre des rejets d'eaux usées non traitées. L'eau rejetée doit être pure et conforme aux normes prescrites par la législation. Pour une bonne gestion de l'eau en milieu résiduel, le traitement biologique doit être précédé d'un prétraitement (dégrillage et dessablage). La station d'épuration de Naama avec un traitement de type boues activées (SBR), est dimensionnée à l'horizon 2052. La station comprend également un bassin de dégrillage, un bassin de dessablage déshuilage et un bassin SBR.

Le dimensionnement de chaque unité de la filière de traitement est en relation avec le débit et la charge polluante bDCO (Demande chimique en oxygène biodégradable).

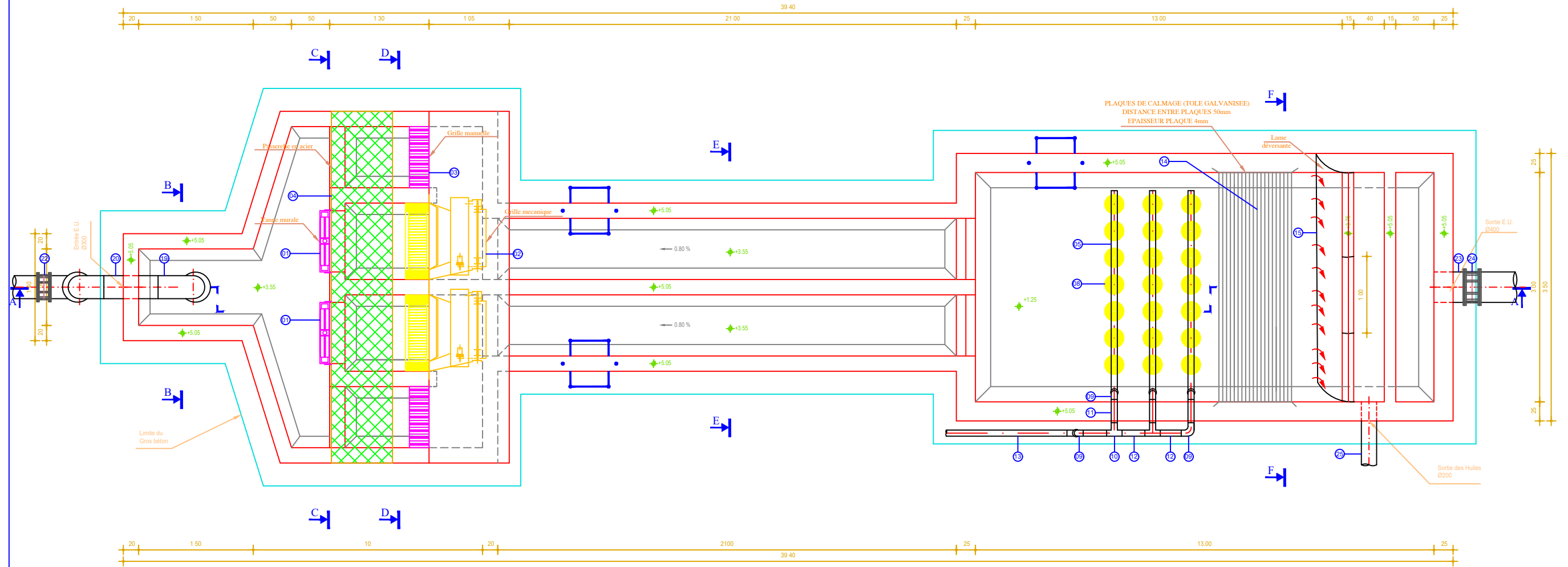
Nous avons, dans ce travail, réussi à dimensionner une station d'épuration par Séquençage réacteur discontinu (SBR) pour la commune de Naama avec une capacité de 49236 équivalents – habitants, correspondant au débit moyen de 13428 m<sup>3</sup>/j, dans un horizon de 30 ans.

Le bon dimensionnement et la construction de la station d'épuration avec le bon choix de la filière de traitement dans une agglomération permettront sans aucun doute de remédier au problème de pollution de l'environnement à la suite des rejets directs dans sebkha. Il peut éventuellement encourager la politique de réutilisation des eaux usées destinées en irrigation par manque d'eau et pour protéger la nappe d'eau existante.

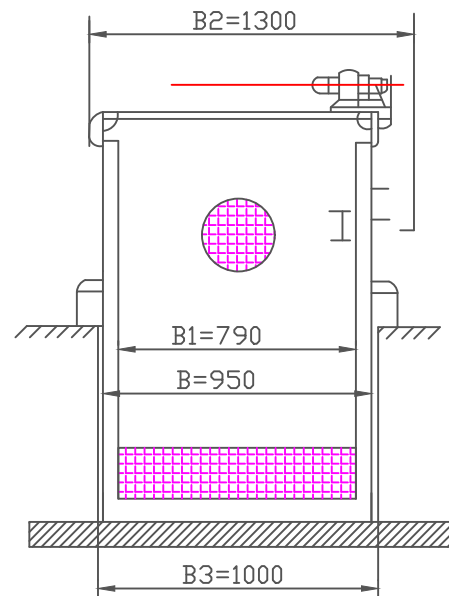
---

# *Annexes*

VUE EN PLAN



DEGRILLEUR MECANIQUE



- MOTEUR D'ENTRAINEMENT 380/220 V /50HZ PUISSANCE 2.2 KW
- CHAINE D'ENTRAINEMENT EN ACIER RESISTANT A LA CORROSION
- CHASSIS EN ACIER MECANO-SOUDE SUPPORTANT DEUX CHAINE
- GOULOTTE DE DEVERSEMENT
- MICRO-TRANSPORTEURS A BANDE POUR LES DETRITUS
- LARGEUR CANAL: 1.00 m
- HAUTEUR D'EAU: 0.40 m
- HAUTEUR CANAL: 1.50 m
- DEBIT DE TRANSITE: 73 L/s
- GRILLE EN ACIER INOX GALVANISE
- ESPACEMENT BARREAUX: 25 mm
- FORME BARREAUX CIRCULAIRE EPAISSEUR 8 mm
- ARMOIRE DE COMMANDE AUTO/MANUEL
- JOINTS CAOUTCHOUC ETANCHEITE ENTRE DEGRILLEUR ET PAROIS CANAL

22	01	RACCORDS DE LIAISON POUR TUBE ACIER-FONTE	DN300
23	01	MANCHETTE EN ACIER GALVANISER LONG DE L'UNITÉ 0.50ml	DN400
24	01	RACCORDS DE LIAISON POUR TUBE ACIER-PEHD	DN400
25	01	TUYAU EN ACIER GALVANISER LONG DE L'UNITÉ 3.50 ml	DN200

NOMENCLATURE DES PIECES

N°	QUANT	DESIGNATION	DIMENSION
01	02	VANNE MURALE	DN800
02	02	DEGRILLEUR MECANIQUE	LARGEUR B=900
03	02	GRILLE MANUELLE	LARGEUR B=800
04	01	PACERELLE METALLIQUE EN ACIER PROFILE	L=4600mm l=800mm
05	03	TUYAU EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 2.55ml	DN80
06	03	TUYAU EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 3.10ml	DN80
07	01	TUYAU EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 4.00ml	DN80
08	21	DIFFUSEUR D'AIR FINES BULLES A DISQUE	Ø=248mm
09	09	COUDE 1/4 EN ACIER GALVANISE	DN80
10	02	TE EN ACIER GALVANISE	DN80/80
11	03	MANCHETTE EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 0.30ml	DN80
12	03	MANCHETTE EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 0.30ml	DN80
13	01	TUYAU EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 4.40ml	DN80
14	20	PLAQUES DE CALMAGE (TOLE GALVANISE)	EPs=4mm DIST=50mm
15	03	LAME DEVERSANTE	EPs=3mm L=3000mm
16	03	ROBINET VANNE	DN80
17	03	JOINT DE DEMONTAGE	DN80
18	09	SUPPORT EN ACIER GALVANISE	H=250mm L=120mm
19	03	COUDE 1/4 EN ACIER GALVANISE	DN300
20	02	MANCHETTE EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 0.50ml	DN300
21	01	TUYAU EN ACIER GALVANISE LONG DE L'UNITÉ 3.20 ml	DN300

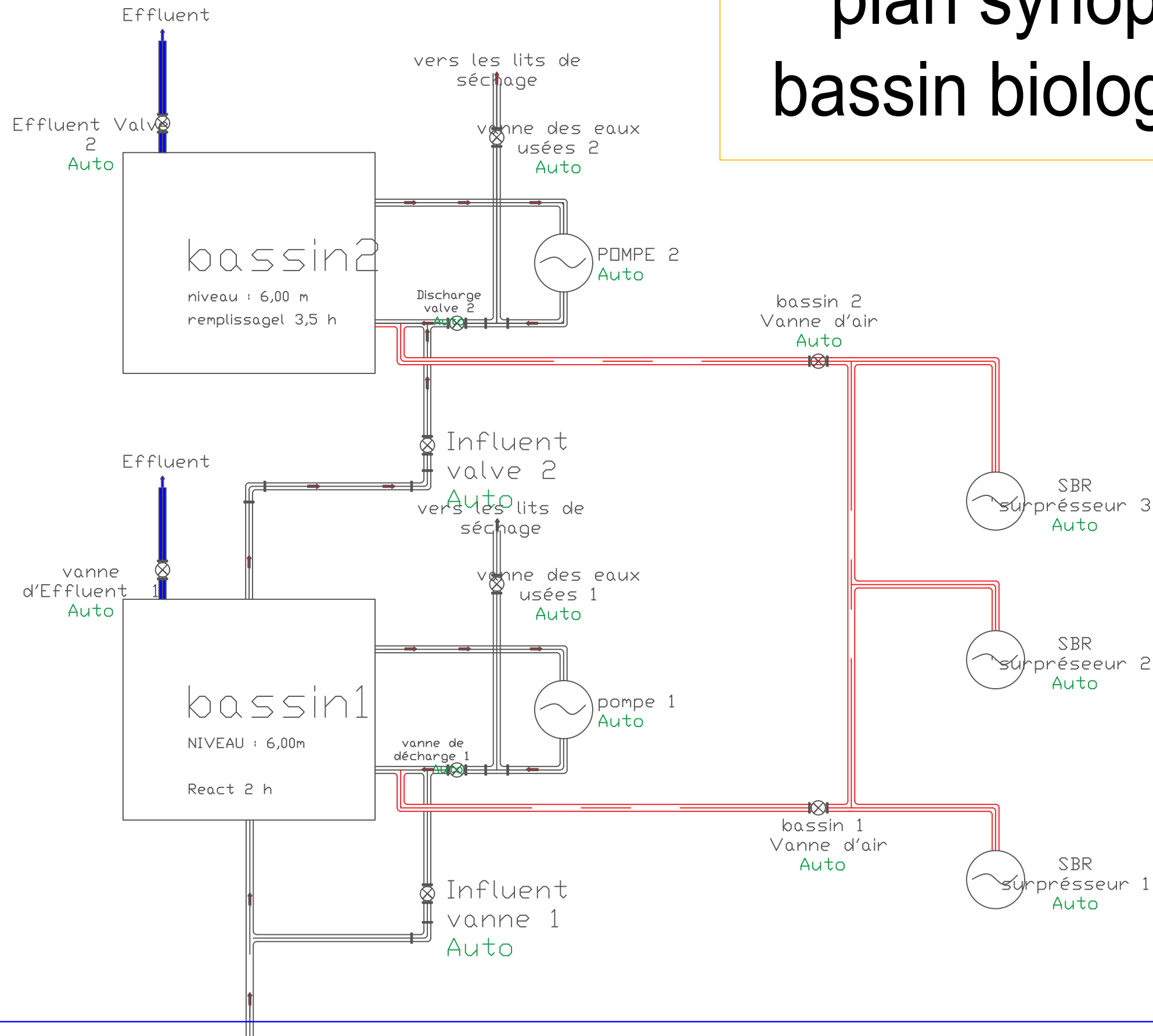
DESIGNATEUR DU PLAN	Mr GHRIS MOHAMMED BELGHEZAL	
ENCADRANT	Mme N.baghli	
REV	DATE	DESIGNATION

ECHELLE: 1/25

PROJET DE FIN D'ETUDE : EPURATION DES EAUX USEES  
 PAR LE PROCEDE SBR DANS UNE AGGLOMERATION NAAMA  
 MATERIEL / DETAIL : VUE EN PLAN, COUPES  
 TYPE DE PLAN : EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES

UNIVERSITE BELHADJ BOUCHAIB  
 DE AIN TEMOUCHENT

# plan synoptique du bassin biologique SBR



DESSINATEUR DU PLAN	Mr GHRIS MOHAMMED BELGHEZAL	
ENCADRANT	Mme N.baghli	
REV	DATE	DESIGNATION

ECHELLE: 1/25

PROJET DE FIN D'ETUDE : EPURATION DES EAUX USEES  
PAR LE PROCEDE SBR DANS UNE AGGLOMERATION NAAMA

MATERIEL / DETAIL : plan synoptique du bassin biologique SBR

TYPE DE PLAN : EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES

UNIVERSITE BELHADJ BOUCHAIB  
DE AIN TEMOUCHENT

---

# *Bibliographie*

**Bibliographie :**

1. Khalila, BENGOUGA. Contribution à l'étude du rôle de la végétation dans l'épuration des eaux usées dans les régions arides. 25/10/2010.
2. <https://agronomie.info/fr/origine-des-eaux-usee/>. [En ligne]
3. Leila, Mimeche. 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-. 04/12/2014.
4. Catherine, 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-Cemagraf Demaine : Ecotechnologie et pollution Action : 28, réutilisation des eaux traité, A.
5. Azzouz Nafissa, Amairia Rania. Epuration et réutilisation des eaux usées de la commune Ben Badis. 2019 / 2020.
6. <https://wikimemoires.net/2019/11/les-eaux-usees-definition-origine-et-composition/#:~:texte=2.1.5.,-Les%20micropolluants%20organiques&text=Ils%20proviennent%20de%20l'utilisation,sur%20le%20r%C3%A9seau%20routier%2C%20etc.> [En ligne]
7. <https://ecotoxicologie.fr/notions-essentielles>. [En ligne]
8. ] La qualité de l'eau et assainissement en France (annexes) Rapport de l'OPECST n° 2152 (2002-2003) de M. Gérard MIQUEL, fait au nom de l'Office parlementaire d'évaluation des choix scient. Tech. 18 mars 2003.
9. Notion de la réutilisation des eaux usées. <https://agronomie.info/fr/notion-de-la-reutilisation-des-eaux-usees/> . [En ligne]
10. Aulicino E.A, Mastrantonio A ,Orsini E, Bellucci C, Muscillo M. and Larosa G. Enteric viruses in a waste water treatment plant in Rome. *Water, Air, & Soil Pollut.* 1996; 91(2- 3):327-334p.
11. Etude comparative de l'efficacité des traitements d'épuration des eaux usées pour l'élimination des micro-organismes pathogènes. Vandermeersch, Sophie. 2005-2006. : s.n.
12. Technologies d'épuration en vue d'une réutilisation des eaux usées traitées (REUT) Rapport final. Catherine Boutin, Alain Héduit, Jean-Michel Helmer. Novembre 2009.
13. La réutilisation des eaux usées en agriculture à partir de la station d'épuration (STEP 2) de la wilaya El- Oued. Fattoum., Dr. BOUCHEMAL. 2020/2021.
14. Traiter les eaux usées avec le procédé à boue activée.



15. Etude des performances d'un lit bactérien classique à garnissage en pouzzolane de Beni Saf. 2012/2013.
16. Etude et dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville d'in salah et la localite d'el barka par systeme de lagunage avec deux variantes : naturel et aère. 2019/2020.
17. processus élémentaires du génie biologique en traitement de l'eau.
18. <http://www.suezwaterhandbook.fr/>. [En ligne]
19. <https://www.ecophylle.org/>, la technique du lagunage. la technique du lagunage. [En ligne] <https://www.ecophylle.org/>.
20. unesco\_traitement\_des\_eaux\_par\_lagunage.pdf.
21. Lagunage aéré documentation. 2015.
22. Lagunage Aéré en Zone Aride Performances Epuratoires, Paramètres Influent : Cas de la Région d'Ouargla. 2017/2018.
23. F08 lagunage aère PDF.
24. lit bactérienne fiche 03.
25. Fatiha, Bensaber Kheira et Lebbad. Études des performances épuratoires d'une station d'épuration à boues activées : cas de la STEP de Maghnia ». 2005
26. Etude comparative des performances d'un lit bactérien à garnissage en pouzzolane de Beni Saf et d'un lit bactérien à garnissage plastique. ZOHRA, Melle dehbi fatima. 2014/2015.
27. [En ligne] [www.techno-science.net/definition/3502.html](http://www.techno-science.net/definition/3502.html).
28. Fatiha, Bensaber Kheira et Lebbad. Études des performances épuratoires d'une station d'épuration à boues activées : cas de la STEP de Maghnia ». 2005.  
[En ligne] [https://www.aide.be/epuration/ouvrages-de-collecte-et-de-traitement/stations-d-](https://www.aide.be/epuration/ouvrages-de-collecte-et-de-traitement/stations-d-epuration)
29. [En ligne] [https://www.aide.be/epuration/ouvrages-de-collecte-et-de-traitement/stations-d-épuration](https://www.aide.be/epuration/ouvrages-de-collecte-et-de-traitement/stations-d-epuration).
30. Assainissement collective / 4 Vol .Fiche technique.
31. A. Zalaghi, "Contribution à l'élaboration et validation d'un système de management intégré et traitement physique et biologique des lixiviatés," Thèse de doctorat - Faculté des sciences, Université Sidi Mohammed Ben Abdellah-Fès, Maroc 2014
32. [En ligne] [www.pravarini.free.fr](http://www.pravarini.free.fr)
33. [En ligne] <https://www.parkson.com/products/ecoc>