



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : *Hydraulique*

Spécialité : *sciences de l'eau et de l'environnement*

Par : *Mr. NACER Bakir*

Thème

STRATEGIES ET PROCEDES D'EPURATION APPLIQUES POUR LES PETITES COLLECTIVITES, CAS DE LA BASE DE VIE SH-DP-TFT (ILLIZI)

Soutenu publiquement le : 23/05/2017

Devant le jury :

M^{me} BOUAMEUR Kheira	Maître de conférences	Univ. Ghardaïa	Présidente
M^{me} BABA AMER Zohra	Maître Assistante A	Univ. Ghardaïa	Examinatrice
Mr. KACI Mahfoud	Chef de STEP El Atteuf	ONA Ghardaïa	Examineur
M^{me} MOULAI Kerroumia	Maître Assistante A	Univ. Ghardaïa	Encadreur

Année universitaire : 2016/2017

Dédicaces

*À mes chers parents et à ma chère femme qui m'ont toujours soutenu
et encouragé tout au long de ma vie.*

À ma petite fille "Nesma"

À mes grands parents

À mes très chers frères

À mes oncles

À mes cousins

À toute la famille

*À tous mes collègues de MSP, et particulièrement
ceux de la division Réalisation.*

Remerciements

Merci à notre bon Dieu, notre guide, notre force, notre bonheur, et la raison de notre existante.

Je tiens à remercier très chaleureusement ma directrice de thèse Mme. MOULAI Kerroumia (Maitre-assistante, faculté des sciences et technologies, Université de Ghardaïa) pour son soutien, pour ses consignes, et pour sa générosité, et c'est grâce à elle que j'ai pu faire ce travail, car elle s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Je remercie Mme. BOUAMER Kheira (Maitre de conférences, faculté des sciences et technologies, Université de Ghardaïa) pour avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.

Je remercie également Mme. BABA AMER Zohra (Maitre-assistante, faculté des sciences et technologies, Université de Ghardaïa), et Mr. KACI Mahfoud (Chef de STEP El Atteuf, ONA Ghardaïa) pour m'avoir fait l'honneur d'accepter d'être examinateurs.

Je remercie aussi Mr. BOUKHADRA Zoubir (Ingénieur en Environnement de la division Sécurité, SH-DP-TFT) pour ses conseils, et son aide sur ce travail.

Je tiens à remercier Mr. BOUDIAF Amar (Topographe de la division Réalisation, SH-DP-TFT) qui a mis à ma disposition le matériel topographique.

Je remercie enfin toutes les personnes de la direction régionale de TFT qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et le bon déroulement de ma formation/induction.

الغرض من هذا العمل هو دراسة وتجسيد البيئة الطبيعية خيارنا .
لتصفيّة المياه المستعملة لقاعدة الحياة TFT والمياه ثانياتنا
استخدامها طريق مياه TFT بمناخها وثانينا،
هذه العملية موثية لتنفيذ ويعرض الطبيعية
التصفيّة عن طريق الاحواض الطبيعيّة.
للقيام عملية تحديد كمية مياه التي يتم تفريغها حاليا
يؤديها القياسات تفريغها لاحقا، المنهج التجريبي
الابيض تصميم هذا قريبا .
:_____ تصفيّة، المياه المستعملة، احواض، المعالجة الاولية، القاعدة السكنية ت ف ت، استغلال، سعر.

Résumé

Notre présent travail consiste à la conception et au dimensionnement d'une station d'épuration pour la base de vie TFT, et cela dans le but de préserver le milieu naturel en premier lieu, et en deuxième lieu assurer un apport d'eau susceptible d'être réutilisé pour l'irrigation et l'arrosage des espaces verts. Notre choix est porté sur une station d'épuration par lagunage naturel, car d'une part ce procédé assure des performances élevées à faible coût, et d'autre part, la région de TFT par sa situation climatologique et morphologique présente un ensemble de conditions favorables pour la mise en œuvre d'une station de lagunage naturel.

Pour ce faire, une évaluation de débit des eaux usées rejetées actuellement et prévu prochainement a été effectuée par mesures et calculs. Dans ce travail, le dimensionnement des lagunes a été fait grâce à une méthode empirique utilisée pour les pays méditerranéens qui a prouvé ses résultats.

Mots clés: Epuration, eaux usées, lagunage, prétraitement, base de vie TFT, exploitation, coût.

Abstract

Our present work consists in the design and dimensioning of a treatment plant for the TFT base of life, with the aim of preserving the natural environment in the first place, and secondly to ensure a water supply capable of To be reused for irrigation and watering of green areas. Our choice is based on a natural lagoon treatment plant because on the one hand this process ensures high performances at low cost and on the other hand the TFT region by its climatological and morphological situation presents a set of conditions Favorable for the implementation of a natural lagoon station.

To do so, an assessment of the discharge rate of the wastewater currently discarded and planned soon has been carried out by measurements and calculations. In this work, the sizing of the lagoons was done thanks to an empirical method used for the Mediterranean countries which proved its results.

Key words: Waste water treatment, lagooning, pretreatment, TFT life base, exploitation, cost.

TABLE DES MATIERES

I. LISTE DES ABRIVIATIONS

II. LISTE DES ANNEXES

III. LISTE DES FIGURES

IV. LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I

PRESENTATION DE LA REGION DE TFT

INTRODUCTION..... 3

I. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DONNEES CLIMATIQUES 3

II. HISTORIQUE DE DEVELOPPEMENT 4

III. DIRECTION REGIONAL DE TFT 5

IV. TECHNIQUE D'EPURATION DES EAUX USEES EXISTANTE A LA BASE TFT 6

Chapitre II

GENERALITES SUR LE LAGUNAGE NATUREL

INTRODUCTION..... 8

I. HISTORIQUE 8

II. DEFINITION..... 8

III. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 9

IV. CLASSIFICATION DES LAGUNES 10

V. FACTEURS INFLUENÇANT L'EPURATION PAR LAGUNAGE 12

VI. PERFORMANCES EPURATOIRE DE LAGUNAGE NATUREL..... 16

VII. AVANTAGES ET INCONVENIENTS 16

CONCLUSION 17

Chapitre III

NOTIONS SUR LA CONCEPTION ET LE DIMENTIONNEMENT D'UNE STATION DE LAGUNAGE NATUREL

INTRODUCTION..... 18

I. ETUDES PREALABLES 18

II. LES PRETRAITEMENTS DANS LE LAGUNAGE 21

III. LES LAGUNES 22

IV. OUVRAGES ANNEXES ET DE COMMUNICATION 24

Chapitre IV**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE
LAGUNAGE NATUREL POUR LA BASE DE TFT**

INTRODUCTION.....	26
I. EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES	26
II. DETRMINATION DE LA CHARGE POLLUANTE	30
III. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PRETRAITEMENT	31
IV. DIMENSIONNEMENT DES LAGUNES	33
V. ETANCHEITE DES LAGUNES	38
VI. OUVRAGES ANNEXES ET DE COMMUNICATION	38
CONCLUSION	40

Chapitre V**IMPLANTATION ET EXPLOITATION DE LA STATION DE
LAGUNAGE**

INTRODUCTION	41
I. SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION	41
II. MISE EN SERVICE DE LA STATION	42
III. LE SUIVI TECHNIQUE	43
IV. DYSFONCTIONNEMENTS DU LAGUNAGE	46
IV.1. Difficultés de remplissage	46
IV.2. L'envasement	47
CONCLUSION	47

Chapitre VI**ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE**

INTRODUCTION.....	48
I. COUT D'INVESTISSEMENT	48
II. COUT D'EXPLOITATION	51
CONCLUSION	52
CONCLUSION GENERALE	53
BIBLIOGRAPHIE	54

I. Liste des abréviations

AEP: Alimentation en Eau Potable

CPC: Centre Principal de Collecte

DBO₅: Demande Biologique en Oxygène (incubation en 5 jours)

DCO: Demande Chimique en Oxygène

DP: Division Production

EH: Equivalent Habitant

MES: Matière En Suspension

MO: Matière Organique

SH: SONATRACH

STEP: Station d'Épuration

TFT: Tin Fouyé Tabankourt

TFY: Tin Fouyé

WC: Cabinet d'Eau

II. Liste des annexes

Annexe A	55
Annexe B	57

III. Liste des figures

Figure I-1: Situation géographique de TFT	3
Figure I-2: Schéma synoptique de la station existante au niveau de la base de vie TFT	7
Figure II-1: Processus d'épuration, qui ont lieu dans un bassin de lagunage	9
Figure II-2: Schéma d'une lagune à microphite	10
Figure II-3: Schéma d'une lagune à macrophite	11
Figure II-4: Schéma d'une lagune mixte	11
Figure III-1. Dégrilleur manuel	21
Figure III-2: Schéma de principe d'un dégraisseur	22
Figure III-3: Schéma d'une filière de lagunage type	24
Figure IV-1: Conduite du rejet	27
Figure IV-2: Coupe transversale de la conduite de rejet	27
Figure IV-3: Application Excel de calcul des surfaces mouillées et des débits	28
Figure IV-4: Schéma de la grille	31
Figure IV-5: Schéma de la cloison siphonide (dégraisseur)	32
Figure IV-6: Schéma de la disposition des trois (03) bassins	34
Figure IV-7: Coupe longitudinale du premier bassin	35
Figure IV-8: Coupe transversale du premier bassin (bassin de tête)	35
Figure IV-9: Coupe longitudinale du bassin secondaire	36
Figure IV-10: Coupe transversale du bassin secondaire	36
Figure IV-11: Coupe longitudinale du bassin tertiaire	37
Figure IV-12: Coupe transversale du bassin tertiaire	37
Figure VI -13: Disposition de la conduite de communication et le trop-plein	38

IV. Liste des tableaux

Tableau III-1: Tableau récapitulatif des paramètres de dimensionnement	25
Tableau IV-1: Mesures effectuées et résultats des débits obtenus (du 08/12 au 09/12/2016) .	28
Tableau VI-1: Devis quantitatif et estimatif des travaux de génie civil	49
Tableau VI-2: Devis quantitatif et estimatif des travaux de clôture et divers réseaux	50
Tableau VI-3: Cout d'investissement total	51
Tableau VI-4: Cout d'exploitation total	52
Tableau VI-5: Cout total du projet	52

INTRODUCTION GENERALE

Le rejet des eaux usées chargées en substances polluantes, dans le milieu récepteur sans aucun traitement préalable est un motif de préoccupation croissant compte tenu des effets indésirables qu'elles peuvent causer sur l'environnement et sur la santé publique.

L'épuration des eaux usées a pour objectif de rejeter dans le milieu naturel des eaux d'une qualité suffisante répond aux normes algériennes, et ce afin de protéger le moins possible le milieu récepteur.

Dans notre cas, les eaux usées de la base de vie TFT sont directement rejetées vers la nature depuis l'année 2014, et ce suite à l'arrêt de la station d'épuration des eaux usées existante (à boue activées).

Vu cette situation et après diagnostic du problème de dysfonctionnement de la station et les causes de l'arrêt, nous avons pensé de changer la technique d'épuration et de réaliser une nouvelle station d'épuration des eaux usées par le lagunage naturel.

L'épuration des eaux usées domestiques par lagunage naturel demeure parmi les procédés les plus utilisés dans les pays à climats chauds arides et semi-arides. Le lagunage naturel comme étant la solution technique la plus adaptée au contexte économique et climatique pour la région de TFT.

L'objectif de ce travail est donc le dimensionnement et la conception d'une station d'épuration par lagunage naturel pour épurer les eaux usées de la base de vie TFT.

Le présent mémoire est organisé en six chapitres:

Dans le premier chapitre, nous avons donné une courte présentation de la direction régionale de TFT, tel que la situation géographique, l'historique de découverte et l'origine des eaux usées domestiques.

Dans le second chapitre, nous citons d'une manière générale la description de la technique d'épuration par lagunage naturel.

Le troisième chapitre concerne la présentation des notions de dimensionnement des lagunes et les ouvrages de prétraitement.

Le quatrième chapitre est consacré au dimensionnement et la conception de la station d'épuration des eaux usées par le lagunage naturel.

Dans le cinquième chapitre, nous déterminons le site d'implantation de notre projet ainsi le mode d'exploitation de la station et l'entretien des lagunes.

Le dernier chapitre consiste à faire une étude technico-économique pour le projet.

Nous terminons ce mémoire par une conclusion.

Chapitre I

PRESENTATION DE LA REGION DE TFT

INTRODUCTION

Pour se mettre au fond du problème traité dans ce mémoire, il apparaît opportun de donner dans ce chapitre une brève présentation de la région TFT : sa situation géographique, son historique de développement, ses différentes divisions et les activités du service travaux d'entretien. Et de présenter le processus d'épuration des eaux usées existant au niveau de la base de vie TFT.

I. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DONNEES CLIMATIQUES

La région de Tin Fouyé Tabankort (TFT) est située dans la partie Nord-Ouest du bassin d'Illizi, plus précisément à 300 km au Nord-Ouest d'In Amenas, à 500 km au Sud-Est de Hassi Messaoud sur la route nationale N°3, à 1300 km d'Alger et dépend administrativement de la Willaya d'Illizi, avec une altitude d'environ 430 mètres.



Figure I-1: Situation géographique de TFT

) Température

La température maximum est de 55 °C (à l'ombre) et elle peut atteindre un minimum de -10 °C (à l'ombre).

) Humidité relative

L'humidité relative de la région de TFT est de 60 % en maximum et de 16 % en minimum.

) Pluie

La pluviométrie annuelle est négligeable, mais il y'a des possibilités d'orages violents, comme c'est produit en octobre 2015.

) Vent

La région est caractérisée par des vents violents pouvant atteindre des vitesses de 180 km/h à 10 mètres au-dessus du sol. Ils sont souvent accompagnés de tempête de sable, leur direction dominante est Nord-Ouest.

II. HISTORIQUE DE DEVELOPPEMENT

Les premières découvertes dans la région datent aux débuts des années soixante, le premier gisement découvert est celui de TFY au 1961, puis se succédèrent ceux de Hassi- Mazoula Sud et Nord en 1963, de TFY Nord et Djoua en 1966, de TFT Ordovicien en 1968 et enfin ceux de Tamendjelt et Amassak en 1970.

Le gisement de TFY est situé au Sud de TFT, l'huile est présente dans l'unité F6 du dévonien (1300 m) et exploitée par la technique du gaz- lift. Le réservoir de TFT ordovicien (2000 m) produit la plus grande partie de la production de la région de TFT, son exploitation a commencé en Novembre 1968. Jusqu'en 1975, les puits forés étaient au nombre de 52, dont 49 producteurs. La surface embrassée par les forages ne présentait que 40% de la surface de TFT, la production d'huile en 1974 a atteint 2634 000 tonnes.

Dans le but d'augmenter le taux de récupération à plus de 25% et de récupérer les gaz torchés, un autre projet est entré en service en 1987 avec la construction de l'usine de traitement de gaz. Actuellement 400 puits d'huile sont forés dans le réservoir ordovicien du gisement de TFT. En raison de la diminution de la pression de gisement conduisant à l'épuisement de l'énergie du réservoir, le projet de maintien de pression est introduit en 1980.

Les résultats ont commencé à se manifester à partir de 1984 où il a été produit 2751 651 tonnes, 4976886 tonnes en 1991, 4410176 tonnes en 1994 et 3504200 tonnes en 1998.

Plusieurs techniques de récupération d'huile ont été utilisées dans la région de TFT comme la récupération primaire (puits éruptif), la récupération secondaire (gaz lift, le maintien de pression par injection d'eau et pompage (électrique et mécanique)) (*TAZEBINTE & MESSINI, 2016*).

La région de TFT connue par sa capacité de production d'huile classée 2^{ème} région après la région de Hassi – Messaoud, elle produit en moyenne 9000 m³/jour d'huile.

III. DIRECTION REGIONAL DE TFT

La direction régionale de Tin Fouyé Tabankort (TFT), fait partie de la division production de L'entreprise SONATRACH. Elle est chargée de la production du pétrole du champ de TFT et de la gestion de toutes les divisions y afférentes.

Les différentes divisions composantes la direction régionale sont:

- Division engineering et production;
- Division exploitation;
- Division maintenance;
- Division réalisation;
- Division sécurité;
- Division personnel;
- Division approvisionnement et transport;
- Division finance;
- Division intendance.

III.1. Division Réalisation

La division réalisation a pour rôle la prise en charge de tous les travaux de construction et d'aménagement en génie civil, la réalisation des nouveaux projets de raccordement des lignes d'huile, gaz et eau, ainsi que la réalisation et l'entretien des différents réseaux tels que l'assainissement, l'eau potable, l'irrigation et l'électricité (basse tension).

La division réalisation est composée des services suivants:

- Service travaux neufs;
- Service génie civil;
- Service travaux d'entretien général;
- Service électromécanique.

III.1.1. Service travaux d'entretien général

Le service travaux d'entretien général a été créé afin de prendre en charge les activités suivantes:

- Les ateliers menuiserie, soudure, peinture, vitrerie et plomberie;
- L'entretien du réseau d'AEP, d'assainissement et d'irrigation de la région;
- L'exploitation de la station de traitement des eaux potables;
- L'exploitation de la station d'épuration des eaux usées;
- Gestion des contrats relatifs aux différentes activités citées ci-dessus.

Nous pouvons distinguer que le service travaux d'entretien général est composé d'une section d'entretien général et une section hydraulique.

IV. TECHNIQUE D'EPURATION DES EAUX USEES EXISTANTE A LA BASE TFT

IV.1. Origine des eaux usées de la base de vie TFT

Les eaux usées domestiques de la base de vie TFT sont caractérisées par ses origines:

- Les eaux vannées, elles sont issues des WC, elles contiennent essentiellement des matières organiques qui représentent environ 1/3 de la pollution de l'ensemble des eaux usées domestiques.
- Les eaux ménagères, elles trouvent leur origine dans les autres utilisations domestiques de l'eau : cuisine, salle de bain, buanderie, ... Le volume journalier de ces eaux peut varier dans de grandes proportions en fonction de l'équipement ménager et sanitaire et des habitudes d'hygiène.

IV.2. Description et principe de fonctionnement de la station d'épuration

IV.2.1. Description de la station d'épuration

Le procédé employé pour l'épuration des eaux usées au niveau de la base de vie TFT est celui de l'oxydation totale à boues activées, proprement appelé "aération intensive ou prolongée", cette station a été réalisée en 1993.

Cette dernière a été dimensionnée sur la base des données suivantes:

- Nombre de personnes à servir est de 1000 personnes;
- Eau disponible par personne est de 200 l/ha/j;
- Débit total par jour est de 200 m³/j;
- Débit moyen par heure est de 8.3 m³/h;
- Débit maximum par heure 41.5 m³/h;
- Charge organique moyenne par personne est de 60 g DB₅/j;
- Charge organique maximum est de 60 kg DBO₅/j;
- Concentration de substances organique est entre 0.25 et 0.35 kg DBO₅/m³.

NB: La station d'épuration des eaux usées de la base de vie TFT est à l'arrêt depuis juillet 2014 par raison de pannes et de l'indisponibilité des aérateurs et des pompes de rechange.

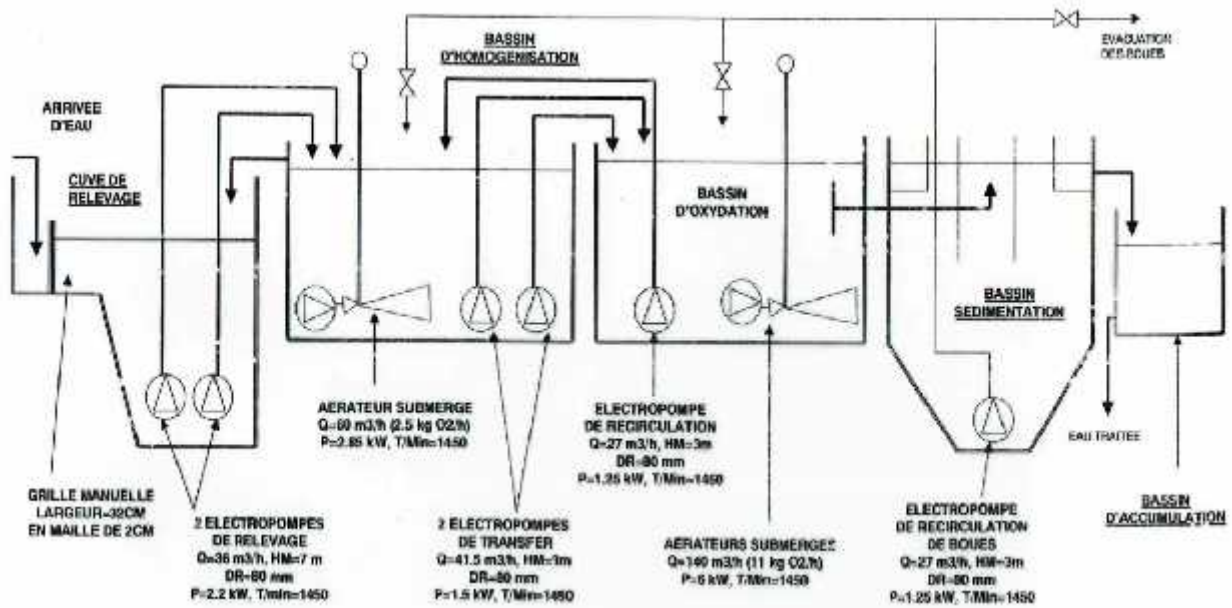


Figure I-2: Schéma synoptique de la station existante au niveau de la base de vie TFT

IV.2.2. Principe de fonctionnement

Cette station a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solide, colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organisme, essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous. De plus, il peut transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification).

Le procédé consiste à alimenter un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) avec l'eau à épurer. Une culture bactérienne, dispersé sous forme de flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte.

Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de matières organiques, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (ou décanteur secondaire) où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues.

Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrices. Les boues excédentaires sont évacuées du système vers le lit de séchage.

Chapitre II

GENERALITES SUR LE LAGUNAGE NATUREL

INTRODUCTION

Ce chapitre condense en quelques pages les grandes lignes de l'épuration par lagunage naturel qui sont essentielles à la compréhension de cette technique.

I. HISTORIQUE

Il y a des siècles que des bassins sont employés pour accumuler et traiter les déchets d'origine animale ou domestique. Ces bassins où on laissait faire la nature, ont été utilisés par les romains et les chinois. Au 20^{ème} siècle, la technique du lagunage a été développée depuis 1901 en Texas aux USA en emménageant un lac artificiel de 275 ha destiné à l'épuration des eaux usées, après 20 ans, le lagunage a été largement développé par le monde, notamment aux USA, le Canada, les pays Scandinaves, la Suède et en Europe occidentale comme la France et l'Allemagne.

Depuis 1950, des études et des recherches réalisées sur les sites existants, ont abouti à une meilleure compréhension du fonctionnement de ses écosystèmes et à des propositions de dimensionnement plus cohérentes. En parallèle, des améliorations constantes (profondeur mieux adaptée, mise en série de plusieurs bassins, extraction et valorisation des boues) ont permis au lagunage de devenir un procédé d'épuration rustique mais fiable et performant, notamment en matière de qualité bactériologique des eaux. Aujourd'hui, on trouve des bassins d'épuration écologique dans plus de 50 pays du monde et leur nombre augmente tous les jours (*EL HACHEMI, 2012*).

Le lagunage a été introduit en Afrique de l'Ouest et du Centre avec l'aide des Agences françaises et suisses de coopération et d'aide au développement. Plusieurs pays tels que le Burkina Faso en 1985, le Cameroun en 1987, la Côte d'Ivoire et le Sénégal en 1976 ont eu l'occasion de le tester (*KESSAÏSSIA, 2011*). En Algérie, les premières installations de lagunage naturel ne datent que d'une vingtaine d'années et restent encore peu exploitées.

II. DEFINITION

Le lagunage naturel est une technique de traitement biologique extensive des eaux usées domestiques dans des bassins à l'air libre "lagunes".

La lagune peut être définie comme toute dépression naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées. Son objectif est d'évacuer l'effluent sans altérer la qualité du milieu récepteur.

III. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Le traitement par lagunage est constitué d'une série de bassins artificiels, ou étangs formés de digues, imperméabilisés, dans lesquels les eaux usées sont déversées et passent successivement et naturellement d'un bassin à l'autre, par gravitation, pendant un long temps de séjour. Différents assemblages de ces bassins sont possibles en fonction de divers paramètres, tels que les conditions locales, les exigences sur la qualité de l'effluent final et le débit à traiter.

Ces bassins fonctionnent comme des écosystèmes avec des relations de symbiose entre les différentes populations composées de bactéries, de champignons, d'algues, de poissons, de plante, etc. Ces différents organismes interviennent afin d'éliminer la charge polluante contenue dans l'eau usée.

De façon générale, le mécanisme, sur lequel repose le lagunage, est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et au maintien des bactéries aérobies.

Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carboné formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes: les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées « plantes microphytes ». Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique (UNESCO, 2008).

Au fond du bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau. La figure (II-1) ci-dessous illustre le diagramme simplifié des principaux processus qui ont lieu dans un bassin de lagunage.

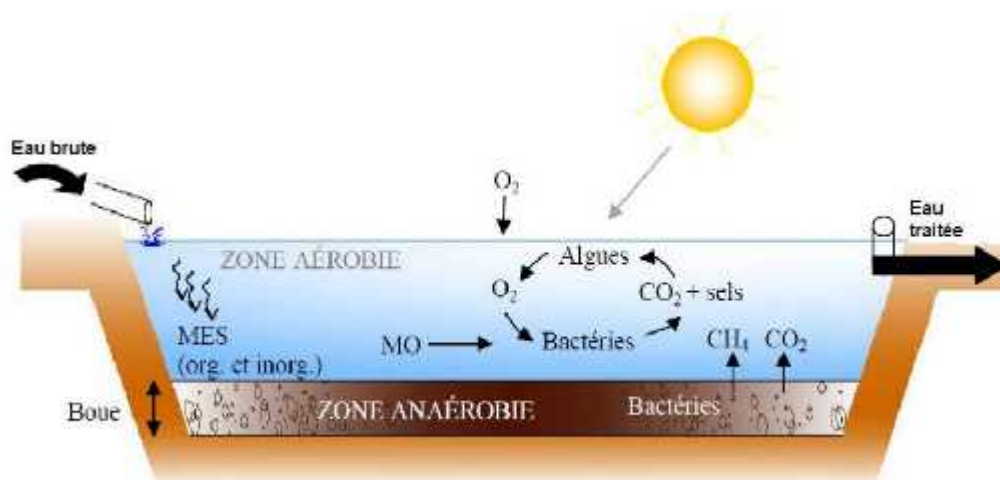


Figure II-1: Processus d'épuration, qui ont lieu dans un bassin de lagunage (ARDAM, 2007)

IV. CLASSIFICATION DES LAGUNES

Il y a plusieurs types des bassins de lagunage, ils sont classés selon leur type de végétation ou en fonction de l'environnement biologique prédominant existe.

IV.1. Classification selon les types de végétation

On peut classer les lagunes selon leur type de végétation à :

IV.1.1. Lagunes à microphytes

Ces lagunes contiennent potentiellement des algues microscopiques dénommées les phytoplanctons ces algues qui peuvent être bleues, vertes, rouges ou brunes produisent de l'oxygène dissous par photosynthèse, contribuant ainsi à l'aération de l'eau à côté de l'aération naturelle due au contact de l'air. Leur croissance varie selon les conditions climatiques, la profondeur d'eau dans la lagune, la charge organique.....etc. Ce type de lagune se caractérise par une faible profondeur (entre 1,1 m et 1,7m) et un long temps de séjour (entre 50 et 80 jours) (*EL HACHEMI, 2012*).

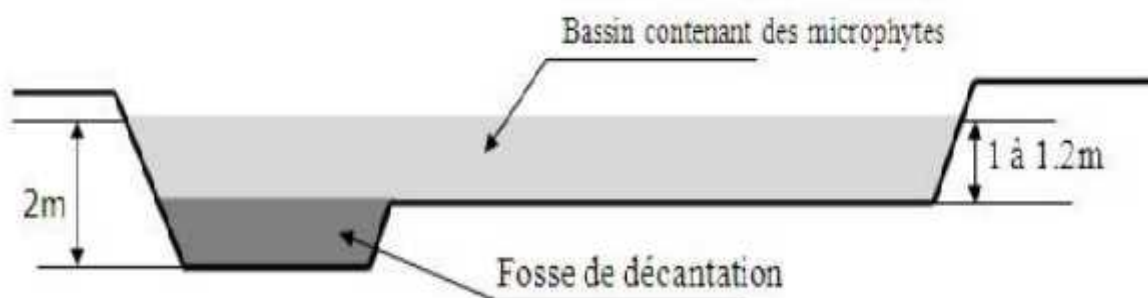


Figure II-2: Schéma d'une lagune à microphyte (*ARDAM, 2007*)

IV.1.2. Lagunes à macrophytes

Les lagunes à macrophytes utilisées en phase finale de l'épuration par lagunage naturel. Dans ces lagunes on utilise des plantes aquatiques macroscopiques visibles à l'œil nu, qui peuvent être immergées, flottantes ou enracinées. Elles contribuent à l'absorption des éléments minérale (l'azote, le phosphore.....etc., et qui résultant des processus d'élimination des matières organiques dans les bassins précédents) et à l'élimination des plantes microscopiques. Les lagunes à macrophytes, selon la nature des végétaux et du traitement (iris, roseaux, joncs, laitue d'eau), ont une profondeur comprise entre 0.3 et 0.6 m (*EL HACHEMI, 2012*).

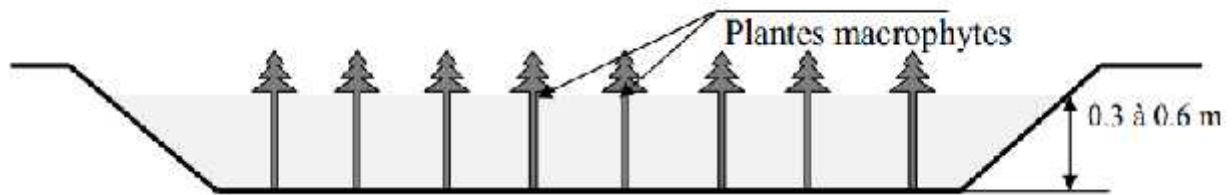


Figure II-3: Schéma d'une lagune à macrophyte (ARDAM, 2007)

IV.1.3. Lagunes mixtes

Les lagunes mixtes regroupent deux parties. Une partie de la lagune comprend des plantes microphytes, et l'autre partie comprend des plantes macrophytes, comme le montre le schéma suivant :

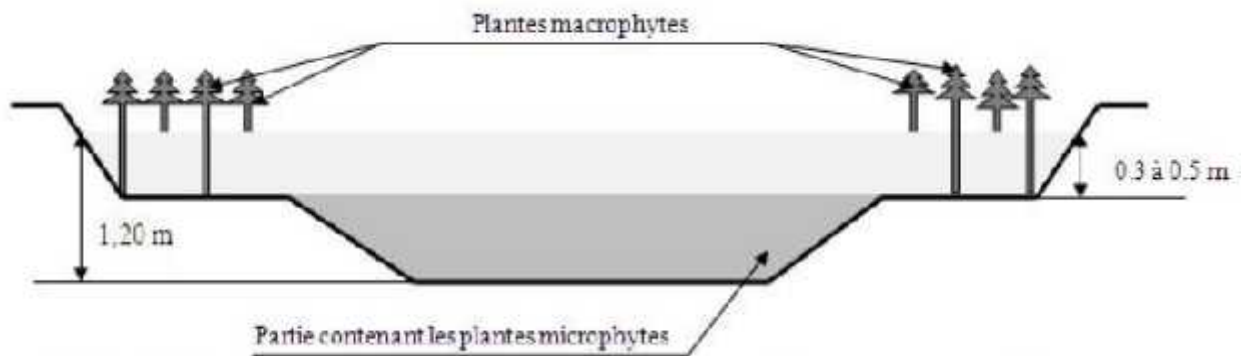


Figure II-4: Schéma d'une lagune mixte (ARDAM, 2007)

IV.2. Classification en fonction de l'environnement biologique

On distingue les types de lagunes suivantes:

IV.2.1. Lagunes aérobies

Les lagunes aérobies servent à accélérer la décomposition des matières organiques par les bactéries aérobies et facultatives, et favoriser la croissance des algues pour éventuellement produire des protéines. Dans ce type de bassins, la profondeur est très faible (0,2 à 0,5m) afin de permettre à la lumière du soleil de pénétrer dans toute la profondeur et d'avoir de l'oxygène dissous dans toute colonne d'eau. L'utilisation des étangs aérobies se limite généralement aux régions ensoleillées et chaudes, là où il n'y a aucun risque de couverture glacée (UNESCO, 2008).

IV.2.2. Lagunes anaérobies

Les lagunes anaérobies sont utilisées en tête d'installation dans le cas d'un effluent concentré, qui en plus d'une décantation primaire, sont le siège d'un traitement bactérien anaérobie d'autant plus efficace que la température est élevée (KESSAISSIA, 2011). La lagune anaérobie bassin profond (profondeur de l'ordre de 3 à 4 m) dans lequel s'établit un processus de fermentation anaérobie allant jusqu'à la méthanisation et entraînant un

abattement partiel de la matière organique soluble. Le temps de séjour de l'eau y est de l'ordre de 3 à 10 jours et ce selon les conditions météorologiques (*RACAULT, 1997*).

IV.2.3. Lagunes facultatives

La lagune facultative est un bassin peu profond (1 à 1,5 m localement) comportant une zone anaérobie en fond de bassin et une zone aérobie en surface dont l'épaisseur varie en fonction des conditions météorologiques et suivant la saison. Le temps de séjour est de 15 à 30 jours (*RACAULT, 1997*).

IV.2.3. Lagunes de maturation

La lagune de maturation concerne un bassin peu profond (environ 1 m) où la faible charge organique appliquée permet, en période diurne, l'établissement d'une zone aérobie couvrant une large fraction de la hauteur d'eau. L'objectif de cette lagune est de détruire les microorganismes pathogènes. Leur temps de séjour varie entre 4 à 12 jours (*RACAULT, 1997*).

V.FACTEURS INFLUENÇANT L'ÉPURATION PAR LAGUNAGE

L'épuration dans ces bassins de lagunage naturel dépend de plusieurs facteurs que sont d'ordre climatique, physico-chimique et biologique.

V.1. Les facteurs climatiques

Les facteurs climatiques jouent un rôle très important dans l'épuration par lagunage car cette technique de traitement est soumise à l'action des agents atmosphériques, qui influent directement sur la vitesse de dégradation de la charge organique et le développement bactérien.

V.1.1. La température

Les variations de température du milieu lagunaire influent sur le bon fonctionnement de la lagune puisqu'elles affectent la production d'oxygène par photosynthèse et agissent sur le mécanisme de croissance et de survie des micro-organismes qui peuplent ces bassins. L'optimum de production d'oxygène se situe vers 20°C. Le lagunage ne peut fonctionner normalement qu'entre 5°C et 35°C. Des températures très basse (<5°C), s'accompagnant ou non de formation de glaces superficielles arrêtent la photosynthèse, la lagune passe alors en anaérobiose. Des températures supérieures à 35°C entraînant une diminution de la vitesse de la photosynthèse. Par contre, l'activité bactérienne et corrélativement la demande en oxygène augmentent ; ce qui peut provoquer un passage vers l'anaérobiose (*ACHOURI, 2003*).

V.1.2. Le vent

Le vent cause des turbulences qui assurent un brassage de la masse d'eau et favorise l'oxygénation et la répartition de la température des eaux dans les bassins, mais qui peuvent aussi dégrader les digues par battillage. Il permet également le renouvellement de la pellicule d'air située immédiatement au-dessus de la surface d'eau évaporant et collabore aux échanges d'azote sous forme de N₂ ou de NH₃ (*ACHOURI, 2003*).

V.1.3. *L'ensoleillement*

La lumière solaire est indispensable à la photosynthèse qui est la principale source de production d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique (*ACHOURI, 2003*). Les rayons solaires ultraviolets possèdent des propriétés germicides importantes qui les font souvent considérer comme des bons agents naturels de désinfection. L'importance exacte que ces radiations jouent effectivement dans l'élimination des germes dans les bassins de lagunage est cependant difficile à évaluer (*KESSAISSIA, 2011*).

V.1.4. *L'évaporation*

L'évaporation surtout en été est aussi un des paramètres influençant le lagunage de manière importante car elle occasionne des pertes qui conjuguées aux pertes dues à l'infiltration, diminuent la quantité d'effluents à traiter et augmentent le temps de séjour (*KESSAISSIA, 2011*).

V.2. Les facteurs physico-chimique

V.2.1. *La géométrie et la conception*

La forme des bassins doit être hydrodynamique pour faciliter la circulation des effluents et éviter aussi les zones mortes. La profondeur agit directement sur la pénétration de la lumière qui favorise la photosynthèse. Le volume des bassins permet avec les débits de fixer un temps de séjour optimum dépendant de la charge admise et de la dépollution souhaitée (*KESSAISSIA, 2011*).

V.2.2. *Le temps de séjour*

Le temps de séjour désigne le temps nécessaire que doivent séjourner les eaux usées dans chaque bassin pour permettre leur épuration. Il varie en fonction des conditions climatiques et donc indirectement affecte les rendements attendus. Les fortes évapotranspirations rencontrées pendant les saisons chaudes peuvent augmenter considérablement le temps de séjour et, par voie de conséquence, le rendement. Le gel d'une tranche d'eau supérieure en hiver, au contraire, réduit le temps de séjour (*RACAULT, 1997*).

V.2.3. *Le PH*

Le pH est un facteur très important qui conditionne le pouvoir épuratoire. Le pH le plus favorable à la vie aquatique se situe entre 6,5 et 8,5. Tout abaissement ou toute élévation excessive de pH entraînera des modifications de l'équilibre ionique. L'activité photosynthétique entraîne des fortes variations de pH, celui-ci peut monter jusqu'à 9.8 de jour en été, du fait de la consommation de CO₂ par les algues, l'activité anaérobie vient équilibrer cette alcalinité au moyen des acides volatiles entraînent une chute de pH suivit de l'inhibition de la production de CH₄ et l'échappement de produits odorants (*RACAULT, 1997*).

V.2.4. *L'oxygène dissous*

Le taux d'oxygène dissous dans l'eau est un facteur très important pour une bonne épuration des effluents pour éviter certaines nuisances (couleurs, odeurs,...), cet oxygène du

milieu lagunaire est assuré d'une part par l'action photosynthétique des algues, et d'autre part par l'atmosphère à travers l'interface air-eau de la lagune. Les demandes maximales en oxygène dissous dans le lagunage sont de l'ordre de 20mg/l en période d'ensoleillement et peuvent atteindre les 30mg/l en climat extrême (en période hivernale) (*RACAULT, 1997*).

V.2.5. Les matières organiques

La matière organique se compose essentiellement de cinq (5) atomes qui sont le carbone, l'hydrogène, l'oxygène, l'azote et le phosphore qu'on retrouve dans les eaux polluées et dans la composition des cellules algales et bactériennes. La charge de ces matières a son poids dans le pouvoir épuratoire. Il faut la choisir de façon à répondre aux exigences des micro-organismes sans dépasser le seuil de surcharge ou un manqué de charge (*ACHOURI, 2003*).

V.2.5.1. L'azote

L'azote entrant dans les lagunes peut être d'origine diverse que l'on peut classer en deux groupes :

- Origine anthropique : rejet urbains et industrielle ;
- Origines naturelle : atmosphérique.

Les apports atmosphériques sont généralement faibles. La charge externe est donc liée principalement à l'activité anthropique, en fonction des caractéristiques du milieu considéré, une partie de l'azote entrant dans le système aquatique sera évacuée vers l'atmosphère sous des formes gazeuses ou véhiculée par les eaux épurées (*HOULI, 2002*).

V.2.5.2. Le phosphore

Le phosphore est un élément chimique qui existe dans le milieu aquatique sous forme de phosphate, les phosphates entrants donc dans un système aquatique peut être d'origine diverse que l'on peut regrouper en deux catégories : (*HOULI, 2002*)

- Origines anthropique : rejet urbains et industriels ;
- Origines naturelle : drainage des surfaces agricoles, érosion des surfaces naturelles.

Le phosphate peut se trouver sous forme dissoute (éventuellement colloïdales) ou sous forme particulaire, les formes dissoutes et colloïdales se trouvent dans l'eau surnageante et l'eau industrielle. On distingue les orthophosphates et les poly-phosphates (*HOULI, 2002*).

Les formes particulières : elles se trouvent en majorité dans le sédiment mais une partie peut être maintenue temporairement en suspension dans l'eau.

V.2.5.3. Le carbone

Le carbone est un élément essentiel car il est à la base de la synthèse organique.

Les principales sources de CO₂ proviennent : (*HOULI, 2002*)

- Des échanges avec l'atmosphère à travers l'interface air-eau, en faible proportion car sa diffusion dans l'eau est lente;

- La plus grande partie de CO₂ est produite in situ par le métabolisme bactérien.

V.3. Les facteurs biologiques

V.3.1. Les phytoplanctons

Représentés essentiellement dans le lagunage naturel, par des algues qui sont des plantes microscopiques mono ou pluricellulaires dont la taille varie entre 1 à 2 µm et 500 µm. Elles peuvent être planctoniques (dispersées dans la masse d'eau), benthiques (déposées à la surface des sédiments) ou épiphytiques (fixées sur des supports immergés). Les algues jouent un rôle multiple et complexe dans le processus d'épuration des eaux usées. Dans le lagunage naturel, l'activité algale intense qui s'y développe en été s'accompagne d'une augmentation de pH suite à l'assimilation photosynthétique du gaz carbonique (ACHOURI, 2003).

V.3.2. Les zooplanctons

Le rôle des zooplanctons est d'assurer la finition de l'épuration des eaux. Ils vont jouer un rôle important comme consommateur de micro-algues, et donc comme régulateur de ces populations phytoplanctoniques. Cependant, la faune a une importance essentielle dans le fonctionnement des lagunes car elle favorise l'abattement du taux des matières en suspension (filtration de la biomasse phytoplanctonique). Les principaux organismes sont: Les protozoaires (constituent le seul zooplancton hivernal réellement abondant dans les derniers bassins de lagunage), les rotifères, les copépodes, les cladocères (le rôle de ce dernier est intéressant car elles favorisent l'abattement du taux des matières en suspension) (ACHOURI, 2003).

V.3.3. Les bactéries

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau). Elles se reproduisent généralement par une simple division cellulaire. En effet, dans une lagune, les parties superficielles riches en oxygène dissous contiennent des bactéries aérobies strictes ou facultatives qui se développent dans les eaux usées en absence d'oxygène dissous. Dans la partie aval, particulièrement oxygénée, apparaissent des bactéries autotrophes du cycle de l'azote qui réalisent la nitrification. Au fond des bassins (milieu anaérobie), on y trouve donc des bactéries anaérobies strictes ou facultatives qui transforment les matières organiques en méthane (CH₄) et réduisent les sulfates en sulfures (ACHOURI, 2003).

V.3.4. Les sédiments

La formation des sédiments est due à la décantation des matières en suspension de l'eau brute ainsi qu'à la décantation du phytoplancton. Les sédiments sont donc constitués de matériaux abiotiques organiques et inorganiques et de biomasse diversifiée. Un écosystème avec une température des sédiments élevée présente un abattement de la demande chimique en oxygène (DCO) plus important que le système à basse température des sédiments alors que c'est l'inverse qui se produit pour les nutriments. D'autre part, selon de nombreux auteurs, le rendement en gaz est plus important à haute température qu'à basse température. Le rôle des sédiments dans l'élimination de l'azote ainsi que la quantification du flux d'ammonium des

sédiments vers l'eau surnageant et l'évaluation des pertes d'azote par dénitrification restent une préoccupation actuelle (*ACHOURI, 2003*).

VI. PERFORMANCES EPURATOIRE DE LAGUNAGE NATUREL

Le lagunage naturel se caractérise essentiellement par un temps de séjour très élevé, et par des mécanismes de fonctionnement biologique fortement liés à la température et aux saisons.

Ce caractère spécifique rend l'évaluation des performances de ce procédé sensiblement différent de celui des procédés conventionnels. La notion de rendement est délicate et fait souvent l'objet de discussions. Afin de tenir compte du non conservation des débits entrée-sortie (phénomènes d'infiltration et d'évaporation spécifiques des bassins de lagunage), les rendements ont été calculés sur les flux. Un bassin normalement conçu peut donner les résultats suivants :

- Abatement de la pollution organique: le rendement en flux (non filtré) de DCO est supérieur à 75 % ; avec concentration en DCO filtrée est proche de 125 mg/l. L'abatement en DBO5 est de l'ordre de 40% en conditions hivernales, il peut atteindre 50 à 60% en période estivale dans le lagunage anaérobie, mais la présence des algues rend la mesure de la DBO5 aléatoire même sur un échantillon filtré (passage possible des micro-algues à travers le filtre). La teneur en matières en suspension de l'effluent traité reste élevée et varie de façon très sensible suivant les saisons de 50 à 150 mg/l. Les MES sont réduites par sédimentation dans le système de lagunage principalement dans le bassin anaérobie.

- Abatement de la pollution azotée et phosphorée: pour l'azote, les performances épuratoires s'avèrent très instables et dépendent de la saison, l'abatement sur l'azote global est en moyenne de 60 à 70 % avec une influence saisonnière très remarquée. On ne trouve pas de nitrates en sortie, sauf exceptionnellement et en quantité très faible. Le même pour le phosphore, le niveau d'élimination est instable, l'abatement sur le phosphore est en moyenne de 60 à 70 %. Son élimination décroît généralement avec l'âge des installations et l'accumulation des boues dans les bassins).

- Germes pathogènes : en ce qui concerne l'élimination bactériologique, ce procédé conduit à une réduction très importante des germes, cette élimination des germes constitue un des avantages le plus important. Des nombreux auteurs mentionnent des taux d'abatement du lagunage naturel très élevés allant jusqu' à l'élimination presque totale. Cette bonne élimination des germes est essentiellement liée au temps de séjour de l'effluent.

VII. AVANTAGES ET INCONVENIENTS

VII.1. Avantages

Le principe de lagunage présente quatre avantages particuliers: en terme d'économie, d'écologie, d'aménagement du territoire et de pédagogie. D'un point de vue économique, l'entretien d'une station de lagunage est moins couteux et moins long qu'une station classique; une station de lagunage ne présente aucun raccordement électrique et ne demande pas de

personnel qualifié. Ecologiquement parlant, les bassins de lagunage développent tout un écosystème, où les végétaux aquatiques servent ainsi de support et de la nourriture à une faune nombreuse (telle que les oiseaux, les amphibiens, les insectes, etc.), qui contribue à accroître la biodiversité du secteur. Alors que les communes rurales sont de plus en plus attentives à l'aménagement de leur territoire, ce type d'assainissement assure une intégration parfaite dans le contexte paysager (champs, étang communal, etc.). Enfin, un bassin de lagunage peut servir de support à des sujets de pédagogie très diversifiés, tels que l'eau, l'assainissement, la faune et la flore aquatique.

Par ailleurs, il existe quelques autres avantages du procédé par lagunage, tels que l'absence de consommation d'énergie et de produits chimiques et la possibilité de valoriser des sous-produits (biomasse planctonique, plantes d'eau, poissons d'élevage) et d'utiliser l'eau épurée pour la fertilisation et l'irrigation en agriculture. Une autre caractéristique importante est son grand pouvoir tampon face aux variations de charges organiques ou hydrauliques, en raison de temps de rétention hydraulique qui est beaucoup plus élevé que dans les autres procédés (*UNESCO, 2008*).

VII.2. Inconvénients

Ce procédé de traitement présente les principaux inconvénients suivants: (*UNESCO, 2008*).

- Une emprise de sol importante;
- Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité;
- Une variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée;
- Une élimination de l'azote et de phosphore incomplète;
- Des difficultés d'extraction des boues;
- L'impossibilité d'effectuer des réglages en exploitation.

CONCLUSION

Nous concluons de ce chapitre que le système d'épuration des eaux usées par des lagunes résulte une combinaison complexe de processus physiques, chimiques et biologiques, qui sont influencés par les conditions météorologiques, le type et la configuration des bassins, et la conception du système.

Chapitre III

**NOTIONS SUR LA CONCEPTION ET LE
DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE LAGUNAGE
NATUREL****INTRODUCTION**

Le lagunage naturel est un procédé d'épuration rustique préconisé pour les petites collectivités (entre 150 EH et 2000 EH) (*RACAULT, 1997*), toute fois la conception d'une installation pareille exige une étude préliminaire qui portera sur plusieurs facteurs tels que le choix du site d'implantation, la nature du terrain...etc.

Cette technique de dépollution consiste à faire séjourner les eaux usées dans un ou plusieurs bassins (lagunes).

Dans ce chapitre, nous avons exposé les principales notions pour la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration par lagunage naturel.

I. ETUDES PREALABLES**I.1. Etude hydro-climatologique**

L'étude hydro-climatologique porte sur l'évaluation des paramètres qui influence de près la conception et le dimensionnement des lagunes, cette étude nécessite plusieurs données climatiques importantes notamment :

I.1.1. *Le vent*

Il faut étudier l'intensité et la direction des vents dominants sur le site de la station pour exploiter au maximum leur contribution à l'aération des lagunes, et de prévenir leur effet néfaste comme la dégradation des digues par batillage et l'entraînement des odeurs vers les centres urbains.

I.1.2. *La température*

Connaitre les périodes optimums de températures et son effet sur le fonctionnement des lagunes.

I.1.3. *L'évaporation*

Prévenir les périodes optimums d'évaporation qui diminue les débits d'effluents à traiter et augmente la charge à l'hectare.

I.1.4. La pluviométrie

La pluviométrie doit être également connue pour la détermination des hauteurs des digues afin d'éviter tout risque d'inondation de la station.

I.2. Etude hydro-chimique

Cette étude porte sur la nature et la qualité des effluents à traiter pour bien déterminer les performances épuratoires qu'il faut atteindre avant le rejet dans milieux récepteur.

I.2.1. La population

Elle doit être déterminée avec précision, qu'elle soit raccordée au réseau ou raccordable ultérieurement, qu'elle soit sédentaire ou saisonnière suivant les périodes (été, hiver) (*AGENCE BLB, 1979*).

I.2.2. Le débit

Le volume journalier par habitant peut être estimé en fonction de la quantité d'eau potable utilisée, généralement le volume de rejet est pris égale à 80% de la quantité d'eau potable, il est, en principe, compris entre 150 et 200 litres par personne et par jour (*CEMAGREF, 1990*).

I.2.3. La charge organique

Exprimée en DBO₅, elle intervient dans le dimensionnement des installations; elle doit être déterminé par des analyses ou empiriquement.

I.2.4. Le réseau

La nature de l'effluent dépend de la qualité et le type du réseau, le réseau séparatif est plus adapté, mais le réseau unitaire n'est pas à exclure à condition de prendre en considération le surplus de débit en temps pluviale dans le dimensionnement des lagunes.

I.3. Etudes du terrain

Une fois qu'on a examiné les contraintes relatives aux facteurs climatiques, à la nature du réseau et la qualité de l'effluent. On passe aux contraintes dues au site en effectuant une étude préalable des sols essentiellement pour déterminer leurs perméabilités dans la mesure où ils peuvent être mis en œuvre pour la réalisation des lagunes, en effet, il s'agit des études suivantes:

I.3.1. La topographie

Pour l'établissement du projet et pour les études préalables, il est nécessaire de disposer d'un plan topographique assez précis du terrain retenu à l'échelle 1/500_e ou 1/200_e (*AGENCE BLB, 1979*). Les différentes utilisations de ce plan sont:

- Au stade de l'étude préliminaire, il permettra l'implantation des travaux de reconnaissance, de relier toutes les observations et les études d'hydrographie du site.

- Au niveau de la réalisation du projet, il permettra notamment d'estimer la surface du sol nécessaire, en fonction de la pente du terrain naturel, et de rattacher la lagune à son environnement (au lit d'une rivière, aux autres ouvrages du dispositif, ou tout simplement à l'exutoire)

1.3.2. La géologie

Au cours de la reconnaissance de surface on essaiera de trouver la structure géologique du terrain en repérant les affleurements rocheux que l'on reportera sur une carte où l'on indiquera aussi ses caractéristiques : nature de la roche, pendage des couches,...etc. A partir de ce levé on cherchera à faire une interprétation de la géologie, cette interprétation consiste à imaginer comment les différents affleurements peuvent être reliés entre eux. Pour ces opérations (levé et interprétation) on s'aidera d'une carte géologique locale qui facilitera beaucoup le travail.

Lorsque les affleurements sont inexistantes ou trop éloignés du site, l'interprétation ne peut plus être réalisée. Il faudra alors se contenter d'observer des variations de la nature de surface du sol, ou parfois celles de la végétation. Les conclusions de cette reconnaissance géologique devront principalement porter sur: (***AGENCE BLB, 1979***)

- La position des zones humides ou des sources d'eaux;
- Les risques de fuites dans les terrains et le rocher de substratum;
- La présence ou non de blocs qui gêneront les travaux de terrassement et la profondeur de substratum rocheux;
- La nature des matériaux exploités dans les carrières voisines et qui peuvent trouver leur utilisation dans la construction des bassins.

Donc, les reconnaissances géologique permettront de définir les zones de terrains les plus favorables à la réalisation des lagunes. L'étude géologique devra donc être réalisée avant que soit arrêté définitivement le choix du terrain destiné à la mise en œuvre de ces bassins.

1.3.3. La géotechnie

La reconnaissance géotechnique complète l'étude géologique et se fait, si possible, en même temps qu'elle. On commencera par réaliser des tranchées de reconnaissance à la pelle mécanique ou des sondages effectués avec une «sondeuse tarière». Cette dernière technique plus souple peut être utilisée pour la reconnaissance d'une grande surface de terrain, selon une maille qui dépend de la taille de la lagune et de la nature des matériaux rencontrés (***AGENCE BLB, 1979***). Après le sondage in situ, des essais au laboratoire des échantillons prélevés sont nécessaires, tels que: la teneur en eau, l'analyse granulométrique, les limites d'ALTERBERG et l'essai de compactage Proctor.

I.3.4. L'hydrogéologie

Cette étude nous permet de connaître le niveau de la nappe et ses fluctuations pour pouvoir estimer les risques de contamination des eaux souterraines surtout si la nappe est exploitée (*AGENCE BLB, 1979*).

De plus, les travaux de réalisation des lagunes sont aussi gênés par la proximité de la nappe, donc cette étude est importante et traite deux critères de faisabilité du lagunage :

- La perméabilité du sol (la valeur favorable du coefficient de perméabilité pour des bassins de lagunage est de l'ordre de 10^{-8} m/s;
- La présence ou non d'une nappe superficielle.

II. LES PRETRAITEMENTS DANS LE LAGUNAGE

II.1. Le dégrillage

Généralement pour les stations de lagunage, on utilise un dégrilleur simple à nettoyage manuel dans le cas d'admission des eaux gravitaires, avec une fréquence de nettoyage une fois par semaine par temps sec et plus en cas d'orage.

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par un tracteur à un lieu plus éloigné de la station pour éviter ainsi le retour des déchets dans les bassins par la poussée des vents (*KSSAISSIA, 2011*).



Figure III-1. Dégrilleur manuel (*AERM, 2007*)

II.2. Le dessablage

Sauf cas très particuliers, le dessablage n'est pas nécessaire. Il pourra être prévu lorsque le réseau est susceptible de transporter des quantités particulièrement élevées de sable (*RACAULT, 1997*).

II.3. Le déshuilage (dégraissage)

En général, le lagunage devant être réservé à des effluents domestiques, un dégraisseur séparé n'est pas nécessaire. Un dégraisseur simplifié (une cloison siphonide peut suffire) sera implanté en tête du premier bassin pour éviter la présence de flottants divers.

La surface devra permettre une vitesse ascensionnelle en pointe comprise entre 10 m/h et 20 m/h (*RACAULT, 1997*). L'entretien sera particulièrement facilité par une bonne accessibilité. Une passerelle permettant aussi l'accès pour le curage de la partie réservée à la sédimentation en entrée de première lagune présente un intérêt certain.

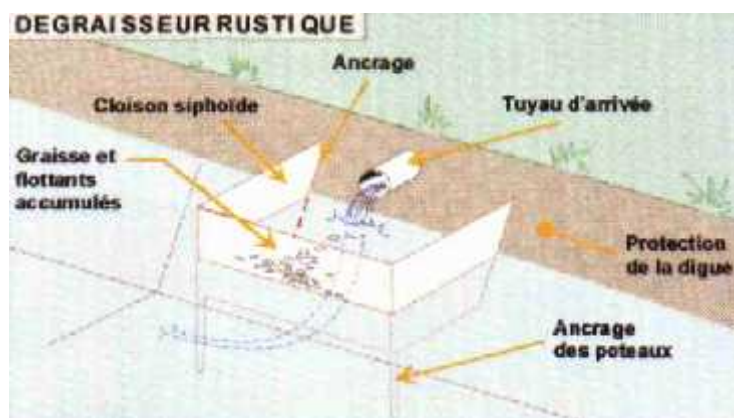


Figure III-2: Schéma de principe d'un dégraisseur (*RACAULT, 1997*)

III. LES LAGUNES

III.1. Nombre de lagunes

Une fiabilité de fonctionnement comparable à celle d'autres procédés présentant un caractère de rusticité comparable (lits bactériens...) n'est obtenue qu'en prévoyant l'installation de trois lagunes en série. Le rôle respectif de ces bassins peut se résumer ainsi : (*RACAULT, 1997*)

- La première lagune est le siège prépondérant de l'abattement de la charge polluante carbonée, la limite du traitement étant relative à la concentration d'algues microscopiques de l'effluent de sortie de ce bassin ;
- La seconde lagune procède à l'abattement de l'azote et du phosphore et permet en moyenne une réduction de concentration des algues ;
- La troisième lagune améliore sensiblement ces traitements.

Par ailleurs, la présence de trois bassins permet, lors du curage des boues du premier, de maintenir une bonne qualité de traitement.

III.2. Dimensionnement des lagunes

Généralement, le premier bassin à microphytes de dimensionnement supérieure ou égale à 50 % de la surface totale, et les deux autres bassins se partagent la surface restante à part égale (*AGENCE BLB, 1979*).

La forme des bassins doit être aussi régulière que possible et surtout éviter la présence des chicanes (ondulation) car elles provoquent l'augmentation des zones mortes, les dispositions suivantes sont à prendre en compte : (*RACAULT, 1997*)

- Les angles des bassins sont le siège d'accumulation de sédiment;
- Un premier bassin très allongé favorise une surcharge en tête;
- Les bassins rectangulaires assurent une meilleure répartition des eaux usées à condition que le rapport $L/l \leq 3$ soit respecté, sachant que L est la longueur du bassin et l est la largeur du bassin.

III.3. Conception des lagunes

La conception des bassins est très liée à la topographie du site. Elle dépend des cotes d'arrivée des effluents dans la lagune ainsi que celle du fond du bassin.

Les bassins peuvent être réalisés de différentes manières :

- Par creusement et évacuation des déblais;
- Par creusement et endiguement;
- Par création de digues ceinturant le terrain simplement décapé non creusé ou même surélevé, elle est conseillée lorsque la nappe est à faible profondeur ou lorsque le sol est suffisamment étanche ($K < 10^{-8} \text{m/s}$) (*CEMAGREF, 1990*).

III.4. Conception des digues

Les digues, qui délimitent les bassins, doivent satisfaire à certaines règles :

- Une largeur de crête de 4 m permet l'accès des véhicules de chantier et d'entretien;
- Une largeur plus importante doit être prévue pour les zones de manœuvre d'engins;
- Une pente de 1/2.5 à 1/3 est requise pour la mise en place des matériaux et l'obtention d'une étanchéité par compactage de terrains (*RACAULT, 1997*);
- Une pente plus forte (de 1/1.5 à 1/2) est acceptable en cas d'étanchéité par géomembrane (*RACAULT, 1997*).

III.5. Schéma des lagunes

Dans la figure (III-3) présentée ci-dessous, nous indiquons un schéma d'une station d'épuration par lagunage avec trois (03) lagunes.

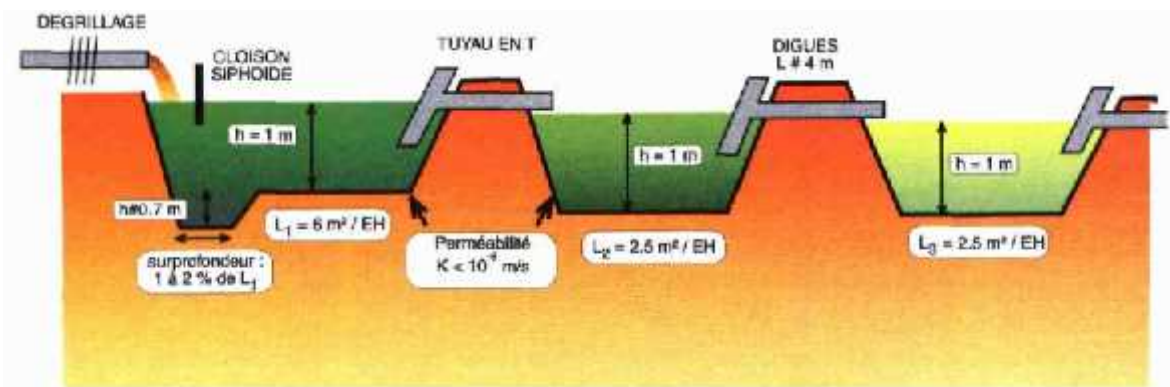


Figure III-3: Schéma d'une filière de lagunage type (AERM, 2007)

IV. OUVRAGES ANNEXES ET DE COMMUNICATION

IV.1. Canalisation d'arrivée des eaux

La canalisation d'arrivée doit déboucher à proximité du bord de façon à faciliter le curage, localiser le cône de sédimentation et éventuellement la prise d'échantillons, Une faible chute d'eau peut être une solution (RACAULT, 1997).

IV.2. Ouvrages de communication entre bassins

La communication entre les lagunes peut être assurée par des canalisations permettant le transfert des eaux d'une lagune à une autre et à travers les ouvrages de régulation, l'écoulement s'effectue en charge entre les lagunes est de préférence à mi-hauteur du plan d'eau, les différentes communications sont citées si dessous :

- Une canalisation de sortie
- Un trop plein, en cas de problème sur la canalisation de sortie
- Un by-pass permettant la déconnection du bassin pour intervention de curage ou de réfection d'étanchéité.

IV.3. Ouvrages d'accès

Pour faciliter l'accès aux différents ouvrages, pour les visites de contrôle et d'entretien, il sera nécessaire d'aménager des pistes d'accès à des véhicules lourds.

IV.4. Local d'exploitation

Un local minimum est souhaitable (rangement d'outils, vestiaire). Le recours aux locaux de jardins préfabriqués constitue souvent une bonne solution. Un point d'eau est indispensable.

IV.5. Clôture

Pour l'isolement de la station du milieu extérieur, une clôture complète et un panneau d'avertissement sur la nature du plan d'eau sont nécessaires. Les solutions minimales au regard de la jurisprudence sont conseillées, compte tenu du linéaire en jeu.

CONCLUSION

Pour la conception d'une station de lagunage naturel, une étude de faisabilité est nécessaire, et ce afin d'effectuer le choix définitif de l'implantation de cette dernière.

Le dimensionnement de la station d'épuration par lagunage est basé essentiellement sur les points clés cités dans le tableau (III-1) récapitulatif ci-dessous. Ces paramètres seront utilisés par la suite dans le dimensionnement (chapitre IV).

Tableau III-1: Tableau récapitulatif des paramètres de dimensionnement (*AERM, 2007*)

Paramètres	Unité	Valeurs standard
<i>Prétraitement</i>		
Espacement barreaux dégrillage	cm	1 à 5
Vitesse ascensionnelle dégraisseur	m ³ /m ² /h	10 à 20
Hauteur immergée paroi siphonide dégraisseur	cm	40 à 60
Sur profondeur du cône de sédimentation	cm	70
<i>Lagunage</i>		
Perméabilité maximale admise	m/s	10 ⁻⁸
Temps de séjour	Jours	30 à 50
Pente lagune non étanchée	Rapport h/l	1/2.5
Pente lagune étanchée	Rapport h/l	1/1.5
<i>Lagune primaire</i>		
Dimensionnement	m ² /EH	6
Profondeur	m	1.2 à 1.8
Temps de séjour	Jours	15 à 30
<i>Lagune secondaire</i>		
Dimensionnement	m ² /EH	2.5
Profondeur	m	1 à 1.4
Temps de séjour	Jours	7 à 10
<i>Lagune tertiaire</i>		
Dimensionnement	m ² /EH	2.5
Profondeur	m	1 à 1.2
Temps de séjour	Jours	7 à 10

Chapitre IV

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION
DE LAGUNAGE NATUREL POUR LA BASE DE TFT****INTRODUCTION**

Les eaux résiduaires sont liées à leur origine et s'expriment au moyen de paramètres dont les valeurs sont utilisées pour le dimensionnement du dispositif d'épuration.

Dans ce chapitre, nous avons évalué le débit des eaux usées rejeté et les paramètres de pollution, ainsi le dimensionnement de la station d'épuration par lagunage naturel.

I. EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES

La quantité des eaux entrant la station d'épuration diffère selon l'usage d'eau qui dépend du niveau de vie de la population et les équipements de la zone, c'est pour ça qu'il faut étudier cette variation du nombre d'habitants et les consommations d'eau des équipements existants et projetés.

L'origine et la composition des eaux usées domestiques de la base TFT, sont les suivant:

- Les eaux vannes (W-C);
- Les eaux ménagères (Cuisine, Salles de bain et buanderies).

I.1. Mesure du débit au niveau du rejet

Pour la détermination du débit des eaux usées au niveau du rejet, nous utilisons la formule des écoulements à surface libre de Manning-Strickler suivante:

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV.1})$$

avec;

Q : débit en m³/s;

K : coefficient de rugosité (de Strickler);

S : section mouillée en m²;

R : rayon hydraulique en m (R=S/P), tel que P : périmètre mouillé;

I : la pente du fond de la conduite.

Dans notre cas, nous avons une conduite de rejet des eaux usées en PVC de diamètre (D) et de longueur (L), cette dernière est utilisée comme un trop-plein au niveau du poste de relevage des eaux usées de la base, figure (IV-1).



Figure IV-1: Conduite du rejet (où nous avons effectué les mesures)

Pour déterminer les paramètres de cette formule et afin d'évaluer le débit, nous avons procédé à ce qui suit:

- Un relevé topographique de la conduite du rejet (mesure de la dénivelée H), et ce afin de calculer la pente (I) de cette dernière.
- Des mesures de hauteur (h) de la section mouillée (S) sont effectuées aux différents moments pendant 24 heures du 08/12 au 09/12/2016, ces mesures sont présentées dans le tableau (IV-1).

Nous introduisons les valeurs des paramètres (L , H , D et K) dans l'application Excel que j'ai développée (Figure (IV-3)), où j'ai introduit la relation géométrique pour le calcul de la section mouillée (S), le périmètre mouillé (P) et le rayon hydraulique (R).

avec, $L = 1.14\text{m}$; $H = 1\text{cm}$; $D = 250\text{mm}$; $I = H/L$ d'où, $I = 0.0088$;
 $K = 100$ (conduite en PVC).

Tel que:

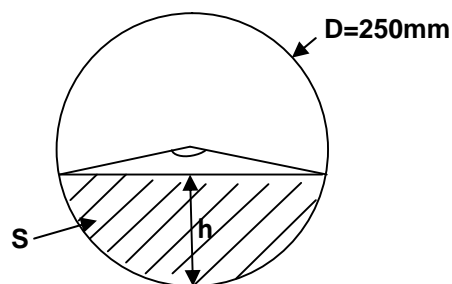


Figure IV-2: Coupe transversale de la conduite de rejet (section de mesure)

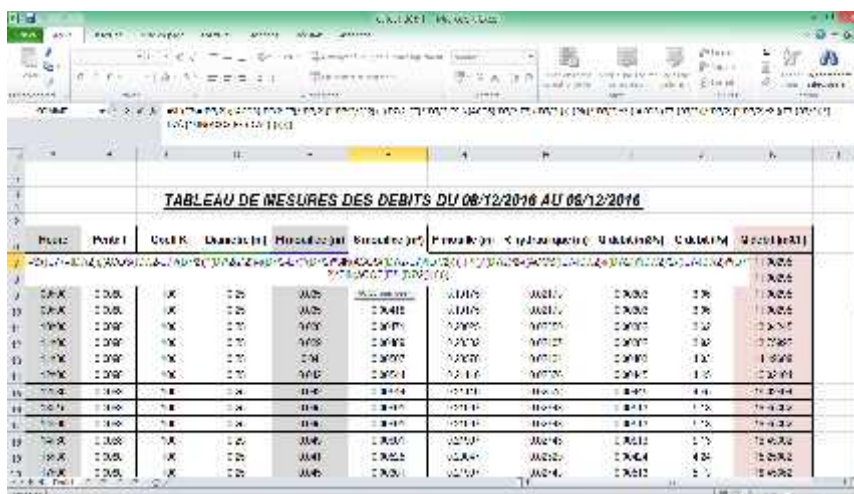


Figure IV-3: Application Excel de calcul des surfaces mouillées et des débits

Et nous obtenons les résultats présentés par le tableau (IV-1).

Tableau IV-1: Mesures effectuées et résultats des débits obtenus (du 08/12 au 09/12/2016)

Heure	h mouillée (m)	S mouillée (m ²)	P mouillé (m)	R hydraulique (m)	Q débit (m ³ /h)
06h05	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
07h00	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
08h00	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
09h00	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
10h00	0.038	0.00471	0.20025	0.02350	13.04245
11h00	0.039	0.00489	0.20302	0.02407	13.75992
11h30	0.04	0.00507	0.20576	0.02464	14.49608
12h00	0.042	0.00544	0.21116	0.02576	16.02404
12h30	0.042	0.00544	0.21116	0.02576	16.02404
13h15	0.045	0.00601	0.21907	0.02743	18.45362
14h00	0.045	0.00601	0.21907	0.02743	18.45362
14h30	0.045	0.00601	0.21907	0.02743	18.45362
15h30	0.041	0.00525	0.20847	0.02520	15.25082
17h00	0.045	0.00601	0.21907	0.02743	18.45362
18h00	0.048	0.00659	0.22679	0.02907	21.04581
18h30	0.053	0.00760	0.23924	0.03175	25.71907
19h00	0.046	0.00620	0.22167	0.02798	19.29977
19h30	0.041	0.00525	0.20847	0.02520	15.25082
20h30	0.038	0.00471	0.20025	0.02350	13.04245
21h30	0.036	0.00435	0.19461	0.02236	11.66388
22h00	0.036	0.00435	0.19461	0.02236	11.66388
23h00	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
00h00	0.035	0.00418	0.19175	0.02178	11.00295
01h00	0.03	0.00334	0.17687	0.01886	7.98505
02h00	0.025	0.00255	0.16088	0.01588	5.45070
03h00	0.025	0.00255	0.16088	0.01588	5.45070
04h00	0.025	0.00255	0.16088	0.01588	5.45070
05h00	0.03	0.00334	0.17687	0.01886	7.98505

Donc, de ce tableau on tire le débit horaire moyen $Q_m(m^3/h)$ et le débit journalier $Q_j(m^3/j)$.
D'où, $Q_m = 13.52 m^3/h$ et $Q_j = 324.38 m^3/j$.

I.2. Estimation de la quantité d'eau évacuée par individu

Pour l'estimation de la quantité d'eau rejetée par individu, nous avons sollicité la division intendance pour tirer l'information du nombre de chambres occupées (nombre d'habitants (N_H)) au niveau de la base TFT le jour du 08/12 au 09/12/2016.

Le nombre d'habitant pour cette journée est $N_H = 1065$ habitants, ce nombre est réparti sur les différentes bases (la nouvelle base, l'ancienne base, camp militaire et la base de Ligabue).

Donc, la quantité d'eau évacuée par habitant et par jour est donnée par la relation suivante :

$$Q_H = Q_j / N_H \quad (IV.1)$$

d'où, $Q_H = 305 \text{ l/hab/jour}$

I.3. Calcul des différents débits des eaux usées projetées

a. Débit journalier moyen

La base de vie TFT a une capacité d'hébergement totale de 1272 chambres individuelles, toutes ces chambres sont raccordées au réseau d'assainissement, soit un nombre de 1272 habitants.

La base de vie Ligabue est aussi raccordée au réseau d'assainissement, cette dernière a une capacité d'hébergement de 72 chambres à deux habitants, soit 144 habitants.

Un projet de 120 chambres à deux lits est en cours de lancement, et ce pour augmenter la capacité d'hébergement de la base TFT. Donc soit un nombre de 240 habitants.

On peut dire que le nombre total d'habitant projeté est de: $N_{Hp} = 1656$ habitants.

Soit $Q_j (m^3/j)$ le débit journalier projeté, il est donné par la relation suivante:

$$Q_j = N_{Hp} \times Q_H \quad (IV.2)$$

d'où, $Q_j = 505.08 m^3/j$

b. Débit horaire moyen

Le débit horaire moyen $Q_m (m^3/h)$ est donné par la formule suivante:

$$Q_m = Q_j / 24h \quad (IV.3)$$

d'où, $Q_m = 21.05 m^3/h$

b. Débit de pointe

Soit Q_p (m^3/h) le débit de pointe, où $Q_p = C_p \times Q_m$ (IV.4)

Avec C_p le coefficient de pointe, il est exprimé en fonction du débit horaire moyen Q_m (l/s)

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q}} \quad (IV.5)$$

$$C_p = 2.5$$

Soit, $Q_p = 52.62 m^3/h$

II. DETRMINATION DE LA CHARGE POLLUANTE

Les résultats d'analyses effectuées par le laboratoire d'analyse et études environnementales en 2014 et 2015 (*voir annexe A*) montrent que les eaux usées de la base TFT sont caractérisées par les valeurs moyennes présentées ci-dessous.

$DBO_5 = 207 \text{ mg/l}$; $DCO = 319 \text{ mg/l}$; $MES = 77 \text{ mg/l}$.

La valeur du rapport DCO/DBO_5 d'une eau usée mixte nous permet d'avoir une idée sur la biodégradabilité, tel que: (*EL HACHEMI, 2012*)

$DCO/DBO_5 = 1$ bonne biodégradabilité;
 $DCO/DBO_5 = 1.5 \text{ à } 2$ biodégradabilité moyenne;
 $DCO/DBO_5 = 3 \text{ à } 4$ biodégradabilité faible.

Dans notre cas, nous avons un rapport de $DCO/DBO_5 = 1.54$, ce dernier indique que les eaux résiduaires urbaines de la base TFT sont correctement biodégradables.

) Calcul de la charge polluante journalière projetée

Soient DBO_5 (kg/j), DCO (kg/j) et MES (kg/j) les charges polluantes projetées, elles sont données par les relations suivantes:

$$DBO_5 \text{ (kg/j)} = DBO_5 \text{ (mg/l)} \times Q_j \quad (IV.6)$$

$$DCO \text{ (kg/j)} = DCO \text{ (mg/l)} \times Q_j \quad (IV.7)$$

$$MES \text{ (kg/j)} = MES \text{ (mg/l)} \times Q_j \quad (IV.8)$$

On remplace les paramètres par ses valeurs dans les équations ci-dessus et on trouve:

$DBO_5 = 104.6 \text{ kg/j}$; $DCO = 161.12 \text{ kg/j}$; $MES = 38.89 \text{ kg/j}$.

III. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PRETRAITEMENT

III.1. Le dégrillage

Il s'agit d'éliminer les matières volumineuses des eaux afin d'éviter les risques de colmatage.

Dans notre cas, on propose d'utiliser une grille à nettoyage manuel. Pour assurer le bon fonctionnement du dégrillage, il est nécessaire d'y intervenir pour le nettoyer fréquemment par l'utilisation d'un râteau.

Pour le dimensionnement du dégrillage, nous basons sur les données de base suivantes:

- L'inclinaison de la grille (θ) est souvent entre 60° et 80° , pour notre cas, nous prenons $\theta = 60^\circ$;
- L'espacement entre les barreaux (e) est de 1cm à 5cm et l'épaisseur des barreaux (d) est de 8mm, donc on va prendre : $e = 4\text{cm}$ et $d = 8\text{mm}$;
- La vitesse d'écoulement entre les barreaux (V) ne doit pas dépasser 0.6 à 1 m/s pour favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion. Donc en prenant $V = 0.8$ m/s.
- Le coefficient de colmatage (C) est égal à 0.3 pour une grille manuelle.

La surface de la grille est donnée par la formule:

$$S = Qp / (V \cdot O \cdot C) \quad (\text{IV.9})$$

avec, $Qp = 52.17 \text{ m}^3/\text{h}$; $V = 0.8 \text{ m/s}$; $C = 0.3$; $O = e / (e + d)$ d'où, $O = 0.83$

On remplace les paramètres par ses valeurs dans l'équation (IV.9) et on trouve:

$$S = 0.073 \text{ m}^2$$

Pour une section rectangulaire de la grille, nous avons:

$$S = L \times l \quad (\text{IV.10})$$

Tel que: L : Longueur de la grille;
 l : Largeur de la grille;
 h : Hauteur du niveau d'eau maximum, nous choisissons $h = 25 \text{ cm}$.

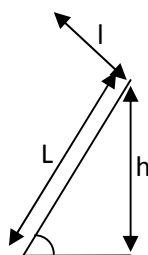


Figure IV-4: Schéma de la grille

En appliquant les règles trigonométriques et on obtient:

$$L = h/\sin(\) \text{ d'où, la longueur de la grille } L = 29 \text{ cm.}$$

Alors, de l'équation (IV.10) on aura une largeur $l = 25 \text{ cm}$.

Un by-pass est nécessaire pour cet ouvrage, il est utile lors d'un colmatage brusque de la grille. (*Voir annexe B*)

III.2. Le dégraisseur

Après le dégrillage et en tête du premier bassin, une cloison siphonide sera implantée, cette dernière participe à la tranquillisation du flux et au même temps joue le rôle d'un dégraisseur, tel que la récupération des graisses et les flottants divers sera manuellement (à l'aide d'une pelle). L'entretien sera particulièrement facilité par une bonne accessibilité.

La surface du dégraisseur devra permettre une vitesse ascensionnelle en pointe comprise entre 10 m/h et 20 m/h. Pour notre dégraisseur, on prend une vitesse ascensionnelle $V_a = 15 \text{ m/h}$.

Donc pour un débit de pointe $Q_p = 52.62 \text{ m}^3/\text{h}$, nous aurons une surface de la cloison siphonide $S = Q_p/V_a$.

$$\text{D'où,} \quad S = 3.51 \text{ m}^2$$

Et comme nous avons une surface minimale de la cloison $S = 3.51 \text{ m}^2$, nous basons sur les dimensions préconisées pour une station de lagunage moins de 2000 EH. Les dimensions sont présentées par la figure (IV-5). (*Voir annexe B*)

Avec:

L: Longueur de la cloison, $L = 4\text{m}$;

l: Largeur de la cloison, $l = 3\text{m}$;

H: Hauteur immergée de la cloison,

$H = 50 \text{ cm}$.

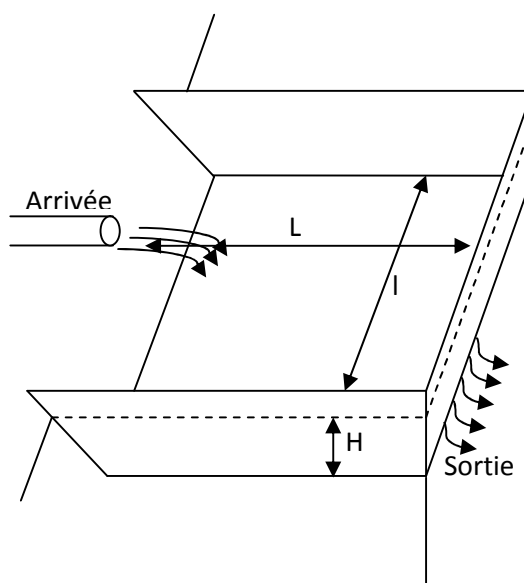


Figure IV-5: Schéma de la cloison siphonide (dégraisseur)

IV. DIMENSIONNEMENT DES LAGUNES

Le modèle de calcul qu'on a retenu pour le dimensionnement des lagunes c'est la méthode de calcul de surfaces des lagunes repose sur la charge organique reçue par unité de surface. Les bases de calcul de la surface totale des lagunes selon cette méthode sont basées aussi sur la température moyenne de l'eau du mois le plus froid (T_m) :

- Si $T_m < 10\text{ c}^\circ$, alors la charge organique reçue exprimée en Kg de DBO_5 par unité de surface est égale à $50\text{ Kg DBO}_5/\text{ha/j}$.
- Si $T_m > 10\text{ c}^\circ$, alors la charge organique reçue exprimée en Kg de DBO_5 par unité de surface est égale à $5T_m\text{ Kg DBO}_5/\text{ha/j}$.

Cette charge sera répartie sur trois (03) lagunes, (1/2, 1/4 et 1/4) de la surface totale, avec une hauteur h dans les bassins comprise entre 0.6 et 1.5 m.

Actuellement cette méthode est la plus utilisée dans les pays du bassin méditerranéen, notamment au Maroc, en Tunisie et en Algérie.

Pour le calcul de la surface totale des lagunes, nous avons une température moyenne de l'eau du mois le plus froid, $T_m = T_{\text{ambiante}} + 3\text{ c}^\circ$. Nous avons la température ambiante moyenne du mois le plus froid (T_{ambiante}), où $T_{\text{ambiante}} = 10\text{ c}^\circ$ (tirée du rapport d'analyse).
Donc, $T_m = 13\text{ c}^\circ > 10\text{ c}^\circ$.

Alor, $\text{DBO}_5\text{ unitaire} = 65\text{ Kg DBO}_5/\text{ha/j}$.

Dans notre cas la charge polluante projetée est de $\text{DBO}_5 = 104.6\text{ Kg/j}$. La surface totale des lagunes est donnée par la relation suivante:

$$S = \text{DBO}_5\text{ projetée} / \text{DBO}_5\text{ unitaire} \quad (\text{IV.11})$$

D'où, $S = 1.61\text{ ha}; \quad (S = 16\,100\text{ m}^2)$

Cette surface totale des lagunes sera répartit sur trois (03) bassins positionnés en série comme le montre la figure (IV-6), dont la surface et le rôle de chaque bassin est donné par:

La première lagune : représente 50% de la surface totale, elle est le siège de l'abattement de la charge polluante carbonée. En sortie de ce bassin, la concentration en algues microscopiques peut être importante.

La deuxième lagune : représente 25% de la surface totale, elle permet un abattement de l'azote et du phosphore, ainsi une réduction de la concentration en phytoplancton.

La troisième lagune : représente 25% de la surface totale, elle continue l'abattement obtenu dans la deuxième lagune. Elle permet également de conserver une bonne qualité de traitement lors d'un éventuel dysfonctionnement.

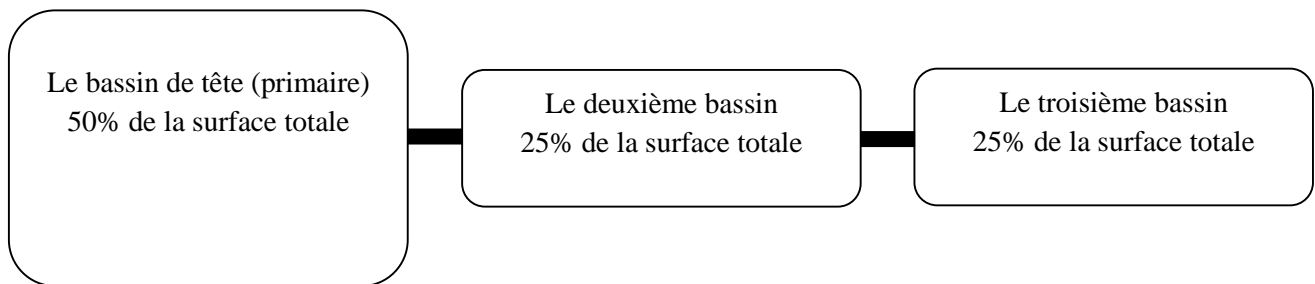


Figure IV-6: Schéma de la disposition des trois (03) bassins

IV.1. Le premier bassin (bassin de tête)

Il a une profondeur d'eau h égale à 1.3 m, contenant d'un fossé de sur profondeur de 70cm avec un fruit de talus égale à 1/2, il occupe la première partie du bassin (sous la cloison siphonoïde), ce dernier est sous une forme d'une pyramide tronquée destinée pour la sédimentation.

Ce fossé doit être cimenté afin de faciliter la procédure de curage sans endommager le fond du bassin.

IV.1.1. Calcul de la surface du bassin de tête

La surface du bassin de tête $S = 16100 \cdot 50\%$, d'où $S = 8050 \text{ m}^2$

IV.1.2. Dimensions du bassin de tête

En prenant une section rectangulaire arrondie du bassin (section préconisée) de longueur (L) et de largeur (l), de tel façon le rapport $L/l = 3$ avec un fruit de talus égale à 1/2.5 (terres compactées).

D'où, $S = L \times l$ avec $L = 3l$, alors $S = 3l^2$

Donc, $l = 52 \text{ m}$, $L = 156 \text{ m}$ et nous avons une hauteur d'eau $h = 1.3 \text{ m}$.

Les dimensions du fossé (cône de sédimentation) sont les suivants:

Longueur $L = 5 \text{ m}$, Largeur $l = 4 \text{ m}$ et une sur profondeur de 70 cm soit une hauteur d'eau $h = 2 \text{ m}$.

La hauteur de revanche pour les petits bassins dont la surface est inférieure à 1ha est comprise entre 0.5 et 0.75 m, et comme on a une surface $S = 8050 \text{ m}^2 < 1 \text{ ha}$, on va prendre une hauteur de revanche de 0.7 m. (*Voir annexe B*)

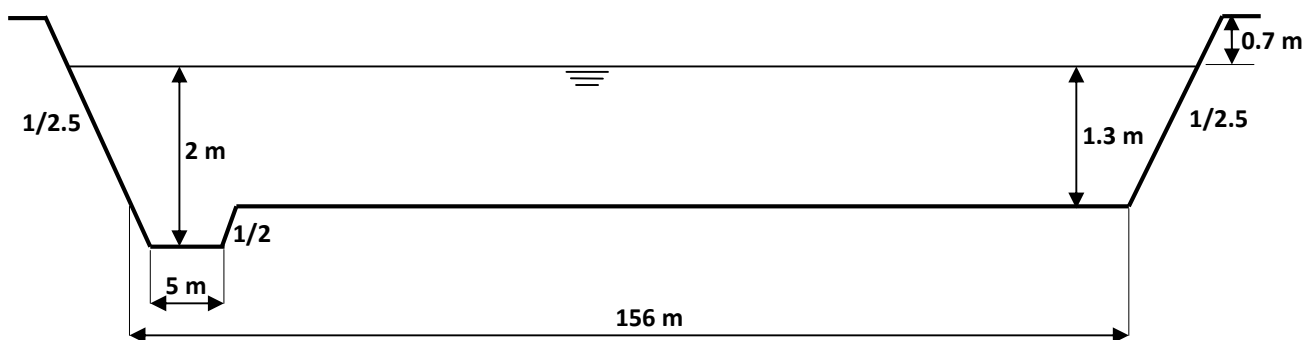


Figure IV-7: Coupe longitudinale du premier bassin (bassin de tête)

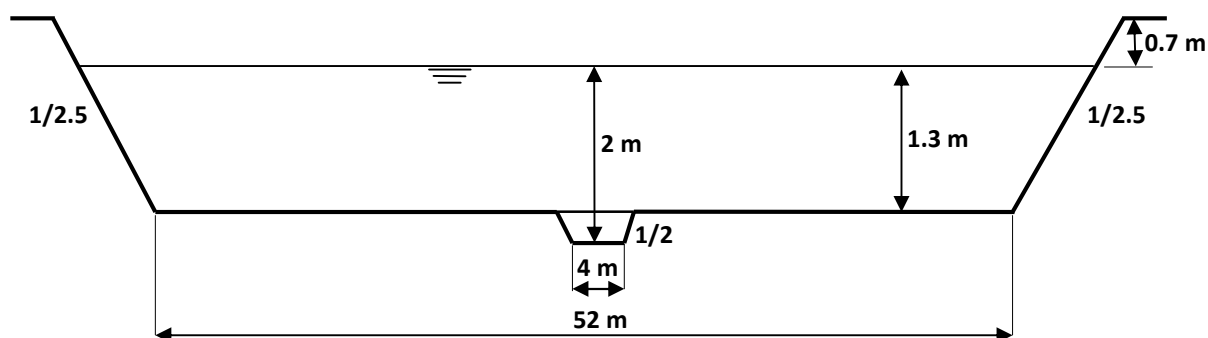


Figure IV-8: Coupe transversale du premier bassin (bassin de tête)

IV.1.3. Calcul du volume et le temps de séjour

Le volume du bassin est calculé par la formule suivante :

$$V = H (B+b+\sqrt{B \cdot b}) / 3 \quad (\text{IV.12})$$

Avec, B : la surface de la grande base (la surface libre du bassin);

b : la surface de la petite base (le fond du bassin);

H : hauteur entre les deux surfaces.

Nous avons le volume du bassin $V = V_{\text{fosse}} + V_{\text{tranché}}$

Pour le calcul du volume de la fosse de sédimentation nous avons:

$$B = 7.8 \times 6.8 \text{ d'où } B = 53.04 \text{ m}^2; \quad b = 5 \times 4 \text{ d'où } b = 20 \text{ m}^2; \quad h = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Alors,} \quad V_{\text{fosse}} = 24.64 \text{ m}^3$$

Pour le calcul du volume de tranché (le bassin sans la fosse), nous avons:

$$B = 162.5 \times 58.5 \text{ d'où } B = 9506.25 \text{ m}^2; \quad b = 8050 \text{ m}^2; \quad h = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Alors,} \quad V_{\text{tranché}} = 11400 \text{ m}^3$$

$$\text{Soit un volume total du bassin de tête :} \quad V = 11424.64 \text{ m}^3$$

Le temps de séjour dans le premier bassin est donné par :

$$T_{\text{séjour}} = V/Q_j \quad (\text{IV.13})$$

D'où, $T_{\text{séjour}} = 11424.64/505.8$, alors $T_{\text{séjour}} = 22$ jours et 14 heures

IV.2. Le bassin secondaire

En prenant une surface rectangulaire arrondie du bassin (section préconisée) de longueur (L) et de largeur (l), et on garde le rapport $L/l = 3$ avec une profondeur d'eau dans le second bassin $h = 1.2$ m et un fruit de talus $1/2.5$ (argile compactées).

IV.2.1. Calcul de la surface du bassin secondaire

La surface de deuxième bassin représente 25% de la surface totale des lagunes, donc, $S = 16100 \cdot 25\%$, d'où $S = 4025 \text{ m}^2$

IV.2.2. Dimensions du bassin secondaire

La surface du bassin est donnée par : $S = L \times l$ avec $L = 3l$, alors $S = 3l^2$

Donc, $l = 37$ m, $L = 109$ m et nous avons une hauteur d'eau $h = 1.2$ m.

La hauteur de revanche pour les petits bassins dont la surface est inférieure à 1ha est comprise entre 0.5 et 0.75 m, et comme on a une surface $S = 4025 \text{ m}^2 < 1 \text{ ha}$, on va prendre la même hauteur de revanche à celle du premier bassin. (*Voir annexe B*)

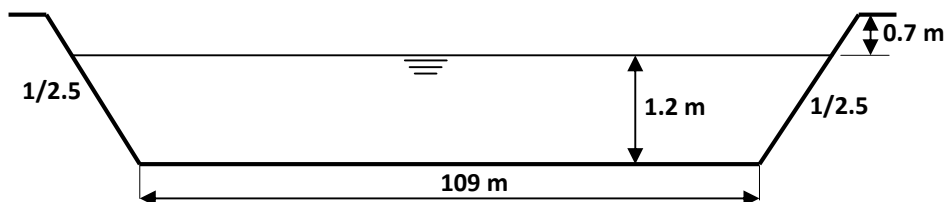


Figure IV-9: Coupe longitudinale du bassin secondaire

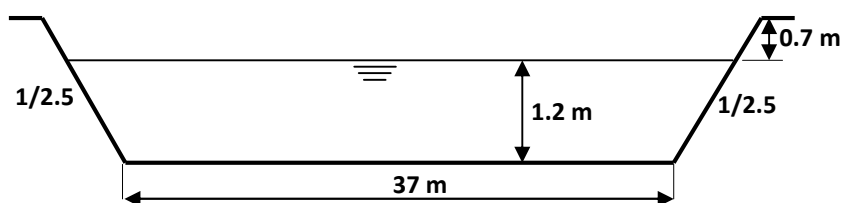


Figure IV-10: Coupe transversale du bassin secondaire

IV.2.3. Calcul du volume et le temps de séjour

Le volume du bassin secondaire est calculé par la formule (IV.12).

Pour le calcul du volume de bassin, nous avons:

$$B = 115.5 \times 43.5 \text{ d'où } B = 5024 \text{ m}^2; \quad b = 4025 \text{ m}^2; \quad h = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Alors,} \quad V = 5418 \text{ m}^3$$

Le temps de séjour dans le bassin secondaire est calculé par la formule (IV.13).

$$\text{D'où,} \quad T_{\text{séjour}} = 5418/505.8, \text{ alors} \quad T_{\text{séjour}} = 10 \text{ jours et } 17 \text{ heures}$$

IV.3. Le bassin tertiaire

Pour le bassin tertiaire, on garde les mêmes caractéristiques et les mêmes dimensions à celui du bassin secondaire, sauf la hauteur d'eau au niveau du bassin sera : $h = 1 \text{ m}$.

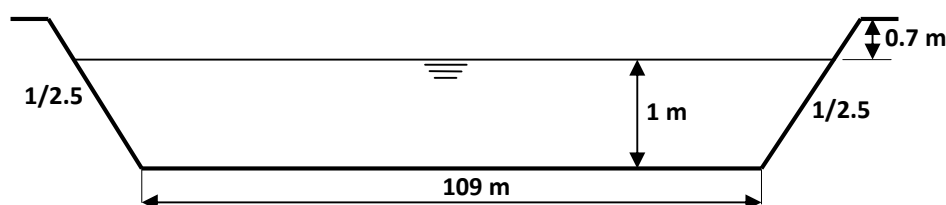


Figure IV-11: Coupe longitudinale du bassin tertiaire

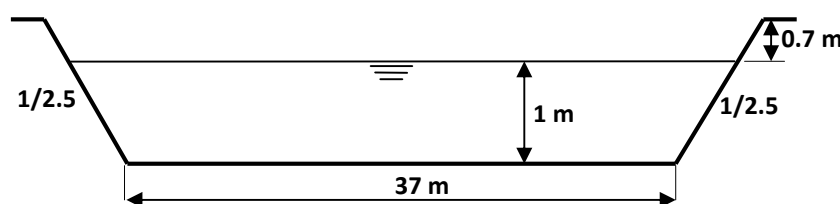


Figure IV-12: Coupe transversale du bassin tertiaire

Donc le volume du bassin devient par l'application de la formule (IV.12) :

$$\text{nous avons,} \quad B = 114 \times 42 \text{ d'où } B = 4788 \text{ m}^2; \quad b = 4025 \text{ m}^2; \quad h = 1 \text{ m}$$

$$\text{d'où,} \quad V = 4400 \text{ m}^3$$

Alors, le temps de séjour est de : $T_{\text{séjour}} = 8 \text{ jours et } 17 \text{ heures}$.

NB: Le temps de séjour de la station est la somme des trois (03) temps de séjour, d'où $T_{\text{station}} = 42 \text{ jours}$. Ce dernier est prévu pour le débit projeté. Le temps de séjour augmente si le débit diminue.

V. ETANCHEITE DES LAGUNES

L'étanchéité des bassins de lagunage est un paramètre essentiel pour le bon fonctionnement des lagunes. Une mauvaise étanchéité risque d'entraîner une pollution de la nappe phréatique par percolation des eaux usées. Ces travaux sont réalisés en fonction de la perméabilité des terrains. On cherche à atteindre une perméabilité des fonds des bassins inférieure ou égale à $K=10^{-8}$ m/s. Pour réaliser l'étanchéité des fonds de bassins, on utilise des apports de matériaux argileux, des recouvrements à la bentonite, des recouvrements au bitume (goudron minéral) ou des poses de géo-membranes et dans de rares cas, du béton. Plusieurs solutions permettent de réaliser une bonne étanchéité, au meilleur coût, en fonction des résultats obtenus lors de l'étude géotechnique.

Dans notre cas on va assurer une étanchéité par compactage d'argiles (matériaux étanches), elle sera compactée en couches de 20 à 25 cm, et ceci pour assurer un bon compactage et une bonne étanchéité. Les essais de compactage sont nécessaires pour chaque couche afin d'assurer une perméabilité moins de 10^{-8} m/s.

Cependant l'absence de matériaux étanches peut imposer une utilisation de géomembrane pour l'étanchéisation des bassins.

VI. OUVRAGES ANNEXES ET DE COMMUNICATION

VI.1. Canalisation d'arrivée des eaux (l'entrée du premier bassin)

La conduite d'arrivée des eaux usées prétraitées au bassin de tête sera en PVC PN 16 = 315 mm, elle doit être posée avec une pente $I = 1\%$ et une hauteur $h = 20$ cm par rapport au plan d'eau, et ce pour éviter les fortes chutes des eaux et favorise la sédimentation. La canalisation d'arrivée sera à proximité du bord d'une façon à faciliter le curage localisé au fond de la fosse de sédimentation, de faciliter le raclage des graisses et les flottants et éventuellement la prise d'échantillons. (*Voir annexe B*)

VI.2. Conduites de communication entre bassins

La conduite de communication entre lagunes sera en PVC PN 16 = 250 mm, elle doit être déposée en T incliné de 45° et submergé d'une hauteur de 20 cm (voir figure (VI-13)), et ce afin de favoriser le transfert des eaux les plus oxygénées du bassin amont vers le bassin aval sans transporter avec eux les corps flottants. Cette canalisation sera disposée à 30 cm de la berge pour éviter les risques de bouchage. (*Voir annexe B*)

Une canalisation de trop-plein en PVC PN 16 = 250 mm est prévue en cas de problème sur la canalisation de connexion. Cette dernière sera déposée au-dessus de la conduite de connexion. (*Voir annexe B*)

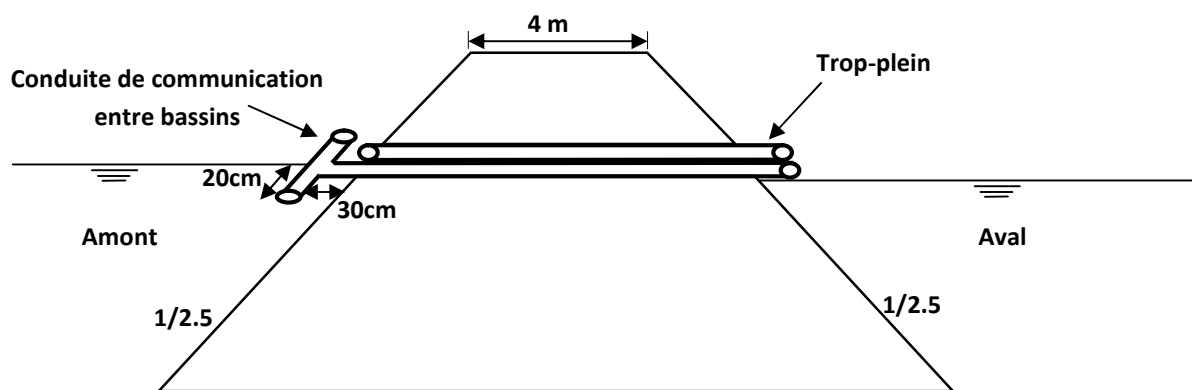


Figure VI -13: Disposition de la conduite de communication et le trop-plein

NB: Les conduites doivent être protégées par des demis coquilles et ce afin de les protéger lors des travaux de compactage et contre la charge roulante lors de l'exploitation de la station.

VI.3. Conduite de sortie vers le point du rejet

La conduite de sortie du bassin tertiaire en PVC PN 16 = 315 mm sera acheminée jusqu'à la sortie de la station. En suite elle sera connectée à un canal qui sera établi artificiellement avec affouillement et/ou endiguement et ce jusqu'à arriver au rejet (Oued existant). La pente du canal sera établit suivant la topographie du site d'implantation, elle suit généralement le relief (la pente du terrain naturel).

VI.4. By-pass de la station

Il est nécessaire de prévoir un by-pass pour la déconnexion des bassins de l'arrivée des eaux usées, et ce afin de les vidanger et les curer.

Pour ce faire nous avons procédé à la mise en place d'une conduite de by-pass achemine l'eau usée de l'ouvrage du prétraitement (dégrillage) vers le canal artificiel. Cette dernière sera équipée d'une vanne à la sortie du dégrillage et elle doit être coupée par des regards de visite chaque 50m. (*Voir annexe B*)

VI.5. Ouvrages de mesure

L'entrée et la sortie de la station devront être équipées de dispositifs adaptés aux mesures des débits. Le jaugeage du débit à l'entrée et à la sortie de la station s'effectue par la mise en œuvre de deux déversoirs triangulaires le premier situé après les grilles et l'autre à la sortie du bassin tertiaire.

VI.6. Ouvrages d'accès

Pour faciliter l'accès aux différents ouvrages, pour les visites de contrôle et d'entretien, nous aurons aménagés des pistes sur les crêtes des bassins avec une largeur de 4m entre bassins et elle sera plus au niveau du champ de braquage des véhicules.

VI.7. Local d'exploitation

Un local préfabriqué ou construit en dure de 16 m² est prévu au niveau de la station pour arrangement de l'outillage de l'entretien et au même temps un vestiaire pour l'agent d'entretien. Il doit être équipé de l'éclairage, ligne téléphonique et un point d'eau.

VI.8. Clôture

Pour notre station, il est indispensable de clôturer le périmètre des bassins de lagunage pour les deux raisons suivantes:

- Empêcher les enfants de la région (TOUAREG) de se baigner dans les bassins, car ceci peut présenter un réel danger pour leur santé et leur vie.
- Empêcher les troupeaux de s'abreuver dans les lagunes, ceci peut provoquer des désordres dans le talus des digues.

Dans ce cas on propose de faire une clôture en grillage Zimmerman rattaché à des cornières scellés dans le béton, avec la présence d'une série de fil barbelé.

La présence d'un portail de 6m de largeur est indispensable pour l'accès des véhicules lourds pour l'entretien.

La présence d'un portillon est utile pour l'accès rapide de l'exploitant.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté le détail du dimensionnement des différents ouvrages formants la station de lagunage naturel, en se basant sur les projets provisionnés, la capacité d'hébergement de la base ainsi l'évaluation de débit des eaux usées évacuées.

Nous concluons aussi de cette étude que nous avons besoin d'une superficie totale d'environ de 2.5ha pour l'implantation de notre station de lagunage.

Chapitre V

IMPLANTATION ET EXPLOITATION DE LA STATION DE LAGUNAGE

INTRODUCTION

Les lagunes sont l'outil fondamental de protection des milieux récepteur dans un système d'épuration par lagunage, et pour atteindre des rendements épuratoires satisfaisants, un bon dimensionnement ne suffit pas pour garantir un bon fonctionnement du système, l'exploitation doit être régulière pour éviter d'éventuels dysfonctionnements.

Un des intérêts principaux des lagunages est la simplicité de l'exploitation. Cette simplicité ne saurait cependant aller jusqu'à une absence d'entretien qui se traduirait à terme par un abandon pur et simple des installations.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le site de notre projet et d'évoquer les différents types d'intervention que l'on peut rencontrer lors de l'exploitation de notre station de lagunage naturel.

I. SITE D'IMPLANTATION DE LA STATION

Dans le choix du site d'implantation de notre station d'épuration par lagunage naturel, nous avons basé sur les critères suivants:

- Une distance plus de 400 mètres est préconisée entre la station et la base de vie pour éviter la propagation des odeurs et les insectes (moustiques) (*RACAULTE, 1997*).
- Situation de l'ouvrage pour que les vents dominants éloignent les éventuelles odeurs et regroupent localement les lentilles d'eau.
- Présence d'un cours d'eau naturel (Oued) où il sera le rejet de de la station.
- Une superficie de 2.5 ha de terrain non accidenté est suffisamment pour la mise en place de ce projet.
- La topographie doit favoriser un écoulement gravitaire des eaux du point de rejet base de vie à travers la station jusqu'au rejet après l'épuration. Pour notre cas nous avons une dénivelée de 10 mètre sur un trajet de 600 mètres (point de rejet base de vie jusqu'à le site du projet).

Les figures (V-1) et (V-2) ci-dessous représentent le regard du rejet base de vie et le site d'implantation de la station de lagunage naturel ainsi l'oued où les eaux épurées seront rejetées.



Figure V-1: Emplacement du regard de rejet de la base de vie

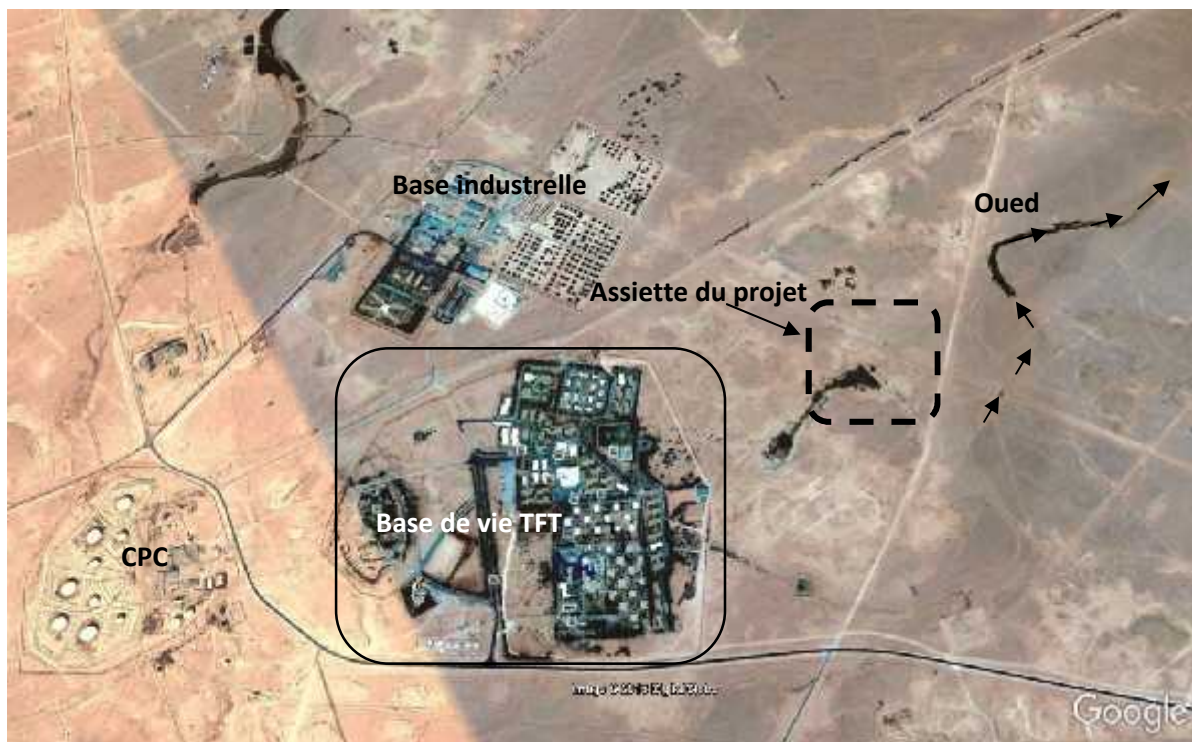


Figure V-2: Site d'implantation du projet

II. MISE EN SERVICE DE LA STATION

La mise en eau tardive des bassins ou le volume initial des effluents insuffisant est une cause fréquente des problèmes d'étanchéité des lagunes, le remplissage des bassins est souvent long à obtenir (HOULI, 2002).

Le débit d'entrée dans la lagune est alors insuffisant, cela entraîne la fissuration de l'argile au fond du bassin et sa colonisation par végétation cause des fuites ultérieures (**HOULLI, 2002**). Il faut alors protéger le fond des bassins et en général, il suffit de les remplir d'eau claire. Le temps de remplissage avec les eaux brutes seules est égal au temps de séjour, ce qui est excessif. Cette phase transitoire générera alors des mauvaises odeurs, des proliférations végétales qui compromettront le fonctionnement ultérieur, parallèlement l'étanchéité des bassins est vérifiée dans cette phase.

Le remplissage sera donc réalisé en deux étapes :

- Remplissage du premier bassin aérobie en eau de rivière.
- Remplissage des autres bassins par arrivée des eaux usées seules dans le premier bassin (**RACAULTE, 1997**).

III. LE SUIVI TECHNIQUE

Malgré la rusticité de procédé, le lagunage naturel doit bénéficier d'un suivi technique adapté à sa spécificité avec une certitude de moyens à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs suivants :

- Maintien des installations en bon état;
- Appréciation de la qualité des rejets;
- Evaluation des rendements;
- Prévention des dysfonctionnements.

Le suivi technique comprend deux types d'intervention :

III.1. Visites et surveillances générales

Il est important de rappeler qu'une lagune, quelle que soit sa taille, exige un entretien périodique si l'on veut assurer la pérennité de son fonctionnement, des visites régulières sont alors nécessaires, elles sont en deux types (**RACAULTE, 1997**):

III.1.1. Les visites simples

Le contexte de la visite doit être précisé (heure, condition, météo,...), ainsi que les phénomènes météorologique marquants (pluviométrie, vent, ensoleillement). La visite permet de contrôler l'intégrité et le bon entretien des ouvrages, et consiste en les observations suivantes :

- La présence des rongeurs;
- La présence des fuites;
- L'affaissement;
- Dégradation des berges des bassins par batillage;
- La couleur de l'eau;
- L'odeur;

- Présence des corps flottants;
- L'écoulement de l'eau.

III.1.1. La visite bilan

La visite bilan comporte une série des prélèvements pour des mesures indicatives précises sur le fonctionnement du lagunage il s'agit des analyses des paramètres suivants : (DBO₅, DCO, MES, PT, PH.....etc.).

III.2. Les opérations spécifiques

III.2.1. Entretien des ouvrages de prétraitement

L'entretien des postes de prétraitement s'effectue par un nettoyage hebdomadaire sans risque particulier de nuisances. En période chaude, un examen plus fréquent du dégrillage limitera les problèmes d'odeurs surtout si le volume des déchets deviens plus important. Les déchets seront collectés dans des poubelles étanches en suite elles seront évacuées à la décharge.

III.2.2. Les mesures bathymétriques des sédiments

Elles permettent de suivre et d'évaluer la quantité de sédiment présente et son possible impact sur la qualité du traitement, ainsi que de prévoir la période de curage. Le suivi de l'épaisseur de sédiment est nécessaire pour évaluer le volume à curer et prévoir les moyens nécessaires à leur extraction (*RACAULTE, 1997*).

III.2.3. Les curages des bassins

La décision de curer un bassin nécessite un diagnostic de l'état d'envasement. Une aide technique à fournir pour les curages porte sur :

- L'analyse des boues;
- Le choix de la technique de curage.

Les curages se font généralement lorsque le volume des boues atteint 30% du volume du bassin, et leur extraction se fait par deux méthodes:

- Le curage après vidange;
- Le curage sous eau (curage sans vidange).

Le but de curage est de :

- Limiter la réduction du volume utile de bassin;
- Limiter la production d'odeur.

Le curage régulier de la pyramide de sédimentation à l'entrée du premier bassin doit être intégré à l'exploitation courante. D'autres points des lagunes où les dépôts sont les plus importants (en particulier : les angles, les zones périphériques et les "entrées-sorties" de chaque bassin) peuvent aussi faire l'objet de curages partiels.

Le curage global des boues étant une opération lourde dans l'exploitation d'un lagunage (*RACAULTE, 1997*).

III.2.4. Entretien des abords

III.2.4.1. Fauchage de la végétation des digues et des berges

Cette opération est importante dans l'exploitation d'un lagunage et vise les objectifs suivants (*RACAULTE, 1997*):

- Rendre l'accès facile au plan d'eau;
- Conserver l'aspect esthétique de la station;
- Limiter la présence des rongeurs;
- Faciliter le contrôle de l'état des berges;
- Eviter l'envahissement progressif des bassins;
- Limiter le développement des insectes (moustiques en particulier).

On évite lors de fauchage l'introduction maximum possible des végétaux coupés dans les bassins. Après enlèvement, la végétation est soit mise en décharge, soit brûlée.

La fréquence de fauchage est de 2 à 5 fois par an (à adapter selon les conditions climatiques) (*RACAULTE, 1997*).

III.2.4.2. Lutte contre les rongeurs

La présence de rongeurs est fréquente sur une installation de lagunage et surtout au Sahara (*RACAULTE, 1997*).

Le but de la lutte contre les rongeurs est défini ci-dessous :

- Eviter l'érosion des digues;
- Eviter d'altérer l'étanchéité des bassins;

Les solutions proposées pour la lutte contre les rongeurs sont :

- Inspection régulière;
- Pièges, appâts empoisonnés;
- Relever le niveau d'eau temporairement (noyade);
- Enrochement, béton maigre sur les berges.

III.2.4.3. Faucardage des macrophytes

Le faucardage de macrophytes est absolument nécessaire ; il a pour but:

- D'empêcher le pourrissement des végétaux dans l'eau qui provoquent une sur charge en matière organiques et en nutriments;
- Limiter les écoulements préférentiels de l'eau qui réduisent le temps de séjour.

La coupe doit se faire au-dessus de plan de l'eau pour permettre une reprise normale de la végétation. Aussi, les végétaux coupés seront impérativement retirés des bassins.

III.2.4.4. Lutte contre les lentilles d'eau

Les lentilles perturbent l'épuration à cause de l'arrêt de la pénétration de la lumière et de l'anaérobiose qui en découle. De plus, en l'absence d'extraction, elles contribuent à l'augmentation importante du volume des sédiments et leur dégradation augmente la charge organique à traiter (*RACAULTE, 1997*).

Donc pour lutter contre ce phénomène, il faudra suivre la progression des lentilles. L'élimination sera réalisée obligatoirement dès que les lentilles recouvrent un tiers de la surface d'un bassin. La méthode conseillée est de la concentration des végétaux dans une partie du bassin, récolte manuelle ou par pompage.

IV. DYSFONCTIONNEMENTS DU LAGUNAGE

IV.1. Difficultés de remplissage

Le remplissage est difficile au moment de la mise en eau, ou en période sèche, où il peut se produire un arrêt d'écoulement. Ce dysfonctionnement peut provoquer plusieurs nuisances notamment (*RACAULTE, 1997*):

- Les odeurs;
- Contamination des nappes;
- Développement non contrôlé des macrophytes.

Les causes probables sont :

- La mauvaise étanchéité des lagunes;
- Le surdimensionnement hydraulique des lagunes.

La mise en eau tardive des lagunes peut détruire leur étanchéité qui provoquera à son tour une difficulté de remplissage. Pour remédier à ce problème il faut :

- Vérifier l'étanchéité des bassins avant la mise en eau des bassins ;
- Bénéficier d'un apport supplémentaire d'eau.
- Réfection de l'étanchéité.

IV.2. L'envasement

L'envasement est dû à l'accumulation des boues au fond du premier bassin avec un taux de $0.1\text{m}^3/\text{EH}/\text{an}$. Lorsque l'accumulation des boues est trop importante, elle peut perturber fortement le processus d'épuration, notamment en modifiant les conditions d'écoulement de l'effluent, en diminuant le temps de séjour et le taux d'oxygène par fermentation des boues (*RACAULTE, 1997*).

Le curage doit intervenir lorsque le volume des boues atteint 20 à 30% du volume du bassin. En pratique, le premier curage sera effectué après 10 ans de la mise en service des lagunes, mais l'accumulation des boues est variable en fonction des stations. Il convient donc de réaliser un curage après avoir effectué un diagnostic régulier de l'état d'envasement (*RACAULTE, 1997*).

Les boues curées des lagunes après séchages sont qualifiées de « déchets à valoriser », leurs destinations possibles sont l'épandage agricole, l'épandage sur sol forestier ou la décharge.

CONCLUSION

L'exploitation d'une station de lagunage n'est pas simple mais indispensable pour garantir un rendement maximum. Les recommandations que nous avons données ne peuvent suffire, il appartient donc à l'exploitant sur terrain, de faire les constats et de donner des directives et des consignes qui peuvent être avantageuses. En effet, le curage des boues décantées doit se faire à chaque fois qu'il est nécessaire, ainsi que les ouvrages doivent être régulièrement contrôlés pour un bon fonctionnement d'une installation de lagunage.

Chapitre VI

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE**INTRODUCTION**

L'étude technico-économique de n'importe quel projet est la partie la plus importante. Le projet entrepris doit répondre non seulement aux exigences techniques mais aussi aux exigences économiques. De ce fait, l'étude technico-économique devient un critère majeur du choix de la réalisation ou pas de ce dernier.

Dans ce chapitre nous allons estimer le cout global de notre station d'épuration par lagunage, ce dernier est répartie en deux : cout d'investissement et cout d'exploitation.

I. COUT D'INVESTISSEMENT

Le cout d'investissement contient :

- Cout du génie civil (terrassement et bétonnage);
- Cout de la clôture et divers réseaux;
- Cout des équipements;
- Cout du terrain.

I.1. Cout du génie civil**I.1.1. Volume des terrassements**

Le volume des terres à décapier pour l'élimination de la terre végétale est égale à la surface totale des bassins inclus les pistes d'interbassins multipliée par l'épaisseur de la couche décapée (25cm), d'où $V = 4625 \text{ m}^3$.

Le volume du remblai pour la réalisation des digues des lagunes et les pistes d'accès est donné par: $V = 15758 \text{ m}^3$.

I.1.2. Travaux de bétonnage et de maçonnerie

Les travaux de bétonnage sont celles de la cloison siphonée, la fosse de décantation, local d'exploitation et l'ouvrage de prétraitement. Donc soit un volume total du béton armé de: $V = 15 \text{ m}^3$. Les travaux de maçonnerie sont celles du local d'exploitation, soit une surface de 48 m^2 .

I.1.3. La géomembrane

Dans le cas où l'étanchéité des bassins n'est pas assurée par compactage des argiles, cette dernière sera assurée grâce à l'utilisation d'une géomembrane bitumineuse. La surface de la géomembrane utilisée est égale à la surface des bassins de tête, secondaire et tertiaires, de ce fait elle est égale à 23000 m².

L'estimation du cout de génie civil de ce projet est donnée par le tableau (VI-1) ci-dessous:

Tableau VI-1: Devis quantitatif et estimatif des travaux de génie civil

Désignation des travaux		Unité	Quantité évaluée	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	Décapage et transport à la décharge	M ³	4625	834.00	3 857 250.00
	Remblaiement, arrosage et compactage en couche de 25cm	M ³	15758	1 640.00	25 843 120.00
Bétonnage et maçonnerie (fourniture et pose)	Béton armé dosé à 350 kg/ m ³ , et compris coffrage, ferrailage	M ³	15	75 000.00	1 125 000.00
	Maçonnerie en brique de 15 cm et compris enduits en mortier et peinture	M ²	48	5503.00	264 144.00
Le cout total estimé des travaux de génie civil				31 089 514.00 DA	
Géomembrane (fourniture et pose)		M ²	23000	2 500.00	57 500 000.00

NB: Les prix unitaires sont tirés du contrat des travaux de génie civil de GCB (2014).

Du point de vue investissement le cout de la géomembrane est le plus important (cout très élevé), le cout des terrassements représente une part non négligeable du cout total de l'installation et parfois le cout des travaux de génie civil conditionne le choix définitif du système d'épuration.

I.2. Cout de la clôture et divers réseaux

I.2.1. Clôture

La clôture doit entourer la superficie totale de la station soit 2.5 ha, sur un linéaire de 640ml, avec la présence d'un portail de 6 m de largeur et un portillon de 1 m. La hauteur de la clôture est de 2.5 m.

I.2.2. Différentes conduites

Les conduites des différents ouvrages ont un linéaire total de:

- Conduite PVC PN 16 = 250 mm, soit un linéaire de 50 ml;
- La conduite d'entrée et de sortie en PVC PN 16 = 315 mm, soit un linéaire de 200 ml;
- By-pass station en PVC PN 16 = 315 mm, soit un linéaire de 200 ml;
- Conduite pour alimentation en eau potable en PEHD PN 16 = 50 mm, sur environ de 200ml.

L'estimation du cout de la clôture et divers réseaux de ce projet est donnée par le tableau (VI-2) ci-dessous:

Tableau VI-2: Devis quantitatif et estimatif des travaux de clôture et divers réseaux

Désignation des travaux		Unité	Quantité évaluée	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Clôture (fourniture et pose)	Clôture	ML	640	12 250.00	7 840 000.00
	Portail	U	1	343 000.00	343 000.00
	Portillon	U	1	78 400.00	78 400.00
	Fils barbelés	ML	1920	471.00	904 320.00
Fourniture conduites et compris les travaux d'affouillement et de pose (fourniture et pose)	PVC PN 16 250	ML	50	5 250.00	262 500.00
	PVC PN 16 315	ML	400	5 650.00	2 260 000.00
	PEHD PN 16 50	ML	200	2 250.00	510 000.00
Le cout total estimé des travaux clôture et divers réseaux				12 198 220.00 DA	

NB: Les prix de fourniture des conduites sont communiqués du GROUPE CHIALI.

I.3. Cout d'équipements

Pour notre station de lagunage naturel, elle ne dispose d'aucun équipement.

I.4. Cout du terrain

Dans notre cas, l'implantation de notre ouvrage ne dispose d'aucun prix d'acquisition du terrain (2.5ha du terrain gratuit).

Le cout total d'investissement est résumé dans le tableau (VI-3) suivant :

Tableau VI-3: Cout d'investissement total

Désignation du cout	Montant en DA
Cout du génie civil	31 089 514.00
Cout de la clôture et divers réseaux	12 198 220.00
Cout d'équipements	0.00
Cout du terrain	0.00
Marge de sécurité du projet (évaluation des prix environ de 15%)	6 493 160.00
Cout d'investissement total	49 780 894.00 DA

II. COUT D'EXPLOITATION

Le cout de l'exploitation contient:

- Le cout de la main d'œuvre;
- Le cout d'entretien.

II.1. Cout de la main d'œuvre

La station a besoin d'un agent d'exploitation pour le suivi, l'entretien des bords, le nettoyage de la grille et le raclage des graisses (matériels d'entretien inclus).

Le cout de la main d'œuvre durant la durée de vie de notre ouvrage (40 ans pour les ouvrages en terre) est estimé à 30% du montant d'investissement.

II.2. Cout d'entretien

L'entretien de la station d'épuration par lagunage consiste essentiellement au curage des bassins et l'entretien des bords. Le cout général d'entretien est estimé environ de 60% du montant d'investissement.

Le cout total d'exploitation est résumé dans le tableau (VI-4) suivant :

Tableau VI-4: Cout d'exploitation total

Désignation du cout	Montant en DA
Cout d'exploitation (main d'œuvre)	14 934 268.00
Cout d'entretien	29 868 536.00
Cout d'exploitation total	44 802 804.00 DA

Ces couts sont à relativiser en fonction de la capacité de l'installation, de nature des eaux usées, de la fréquence des extractions des boues et de la présence ou non de macrophyte.

Pour notre station d'épuration par lagunage, le cout d'exploitation est réduit par rapport au cout d'investissement.

Le cout total de notre projet est présenté dans le tableau (VI-5) ci-dessous:

Tableau VI-5: Cout total du projet

Désignation du cout	Montant en DA
Cout d'investissement	49 780 894.00
Cout d'exploitation	44 802 804.00
Cout total de la station de lagunage	94 583 698.00 DA

CONCLUSION

Le lagunage naturel apparait comme une alternative intéressante comparativement aux autres systèmes d'épuration classique surtout coté cout d'exploitation.

Cependant l'absence de matériaux étanches sur le site d'implantation impose une utilisation de géomembrane pour l'étanchéisation des bassins dans la mesure où l'emploi des matériaux étanches (extraction+transport), n'est pas économique pour l'investissement du projet.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de notre travail a été de quantifier d'une part le débit des eaux usées actuellement rejeté à la nature ($Q_j = 324.38 \text{ m}^3/\text{jour}$) et le débit projeté à évacuer ($Q_j = 505.08 \text{ m}^3/\text{jour}$). D'autre part, de comparer ces débits à la capacité d'épuration des eaux usées de la station existante (à boues activées) où sa capacité de traitement journalière est de $Q_j = 200 \text{ m}^3/\text{jour}$. Donc on peut dire qu'il est nécessaire de réaliser une nouvelle station d'épuration adaptée à cette région et remplissant les conditions du rejet selon les normes algériennes.

Le lagunage naturel apparaît comme une alternative intéressante comparativement aux autres systèmes épuratoires classiques. La région de TFT présente par sa situation géographique, morphologique, sa disponibilité de surface au tour de la base de vie et la présence d'un Oued proche de la base et par ses conditions climatiques, un site favorable à la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage naturel.

Les données actuellement disponibles permettent de situer les coûts du lagunage dans un intervalle allant de 30 à 100 % des coûts des stations d'épuration classiques. Il convient de signaler cependant qu'à égalité de coût d'investissement, le lagunage naturel reste économiquement préférable en raison du coût d'exploitation.

L'aspect économique n'est cependant pas le seul avantage du lagunage. Sa fiabilité et surtout le fait que ses meilleures conditions de fonctionnement et notamment son efficacité bactériologique coïncident avec les périodes les plus chaudes qui sont également les périodes pendant lesquelles les milieux récepteurs sont les plus sensibles

En termes de rentabilité, le projet fait apparaître de grands avantages, d'une part la protection de l'environnement principalement, et d'autre part la réutilisation des eaux usées pour l'arrosage des espaces verts de la région.

BIBLIOGRAPHIE

ACHOURI, F., (2003). «Etude des performances épuratoires de la station d'épuration par lagunage naturel de l'oued Beni Messouss». Mémoire de fin d'étude, ENSH, 102 pages.

AERM, (2007). «Procédés d'épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse-Lagunage naturel». Fiche n°07, 13 pages.

Agence BLB (Bassin Loire Bretagne), (1979). «Lagunage naturel et lagunage aéré- procédés d'épuration des petites collectivités». Etude inter-agences, 85 pages.

ARDAM, (2007). «L'épuration des eaux usées: le lagunage naturel». [www.pages-personneller.fr/ardam/images/pdf/lagunage_\(ad\).PDF](http://www.pages-personneller.fr/ardam/images/pdf/lagunage_(ad).PDF).

CEMAGREF, (1990). «Assainissement des collectivités». Agence de l'eau, thème d'étude France.

EL HACHEMI, O., (2012). «Traitement des eaux usées par lagunage naturel en milieu désertique: performances épuratoires et aspect phytoplanctonique». Thèse de doctorat, université Mohamed premier de Oujda Maroc, 140 pages.

HOULI, S., (2002). «Etude de l'élimination de l'azote et du phosphore dans le lagunage naturel». Mémoire de fin d'étude, ENSH, 137 pages.

KESSAÏSSIA, A., (2011). «Conception d'une station de lagunage naturel pour la ville de Ghardaïa». Mémoire de fin d'études, ENSH, 114 pages.

RACAULT, Y., (1997). «Le lagunage naturel- les leçons tirées de 15 ans de pratique en France». Coédition Cemagref éditions, ISBN 2-85362-453-6, 64 pages.

UNESCO, 2008. «Traitement des eaux usées par lagunage». Fiche technique, Bureau Multipays pour le maghreb, 8 pages.

Annexe A

RESULTATS D'ANALYSE DES EAUX USEES**I. Résultats des analyses des effluents du rejet de la base de vie TFT en 2014**

<i>Date de prélèvement</i>	<i>03/12/2014</i>	<i>04/12/2014</i>
<i>Lieu de prélèvement</i>	<i>Conduite de rejet</i>	<i>Conduite de rejet</i>
<i>Heure de prélèvement</i>	<i>13h00</i>	<i>07h00</i>
<i>Température ambiante (c°)</i>	<i>20</i>	<i>10</i>
<i>Température de l'échantillon (c°)</i>	<i>24.4</i>	<i>17.8</i>
<i>PH</i>	<i>7.22</i>	<i>8.17</i>
<i>Conductivité (µs/cm)</i>	<i>1139</i>	<i>1079</i>
<i>Turbidité (FTU)</i>	<i>271</i>	<i>223</i>
<i>NO₂ (mg/l)</i>	<i>0.012</i>	<i>0.015</i>
<i>PO⁻³₄ (mg/l)</i>	<i>8.40</i>	<i>11.80</i>
<i>N-NH⁺₄ (mg/l)</i>	<i>20</i>	<i>38</i>
<i>DCO (mg O₂/l)</i>	<i>338</i>	<i>268</i>
<i>DBO₅ (mg O₂/l)</i>	<i>300</i>	<i>245</i>
<i>MES (mg/l)</i>	<i>190</i>	<i>120</i>
<i>MVS (mg/l)</i>	<i>155</i>	<i>100</i>

II. Résultats des analyses des effluents du rejet de la base de vie TFT en 2015

<i>Date de prélèvement</i>	<i>04/12/2015</i>	<i>05/12/2015</i>	<i>05/12/2015</i>
<i>Lieu de prélèvement</i>	<i>Conduite de rejet</i>	<i>Conduite de rejet</i>	<i>Conduite de rejet</i>
<i>Heure de prélèvement</i>	<i>08h30</i>	<i>07h00</i>	<i>08h15</i>
<i>Température ambiante (c°)</i>	15	09	10
<i>Température de l'échantillon (c°)</i>	20.1	18.4	17.3
<i>PH</i>	7.54	7.70	8.04
<i>Conductivité (µs/cm)</i>	950	972	937
<i>Turbidité (FTU)</i>	195	171	242
<i>NO₂ (mg/l)</i>	/	/	/
<i>PO₄³⁻ (mg/l)</i>	2.17	13	13.25
<i>N-NH₄⁺ (mg/l)</i>	/	/	/
<i>DCO (mg O₂/l)</i>	235	319	435
<i>DBO₅ (mg O₂/l)</i>	113	166	214
<i>MES (mg/l)</i>	48.66	9.66	18.33
<i>MVS (mg/l)</i>	38.66	7.66	14.54

SCHEMA SYNOPTIQUE DES LAGUNES ET OUVRAGES DE PRETRAITEMENT

