

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique urbaine

Par : BENZERHOUNI Ibrahim

Sujet

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION D'EPURATION POUR LA
VILLE D'IN SALAH ET LA LOCALITE D'EL BARKA PAR SYSTEME DE
LAGUNAGE AVEC DEUX VARIANTES : NATUREL ET AERE.**

Soutenu en Novembre 2020, devant le jury composé de :

M^r MMEGNOUNIF .A
M^r ROUSSAT .B
M^r BESSEDIK .M
M^{me} BOUKLI HACEN .C

Président
Examineur
Encadreur
Co-encadreur

Année universitaire : 2019-2020

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui veillent à ma réussite et mon bonheur

À mon unique adorable sœur, Bouchra

À mon grand frère, ma source d'inspiration, Lotfi

À ma chère grand-mère Mima Farida

À mon cher unique oncle, K̄halou Mahmoud

À mes chers cousins, Ghazi, Sid Ahmed, Ziryab, Nassim, Nabil

À ma famille paternelle et maternelle

À mes chers amis : Amine, Mounir, Abderezzak, Mostafa,

Bachir Le Mauritanien, Kheiro

À mes chers voisins, Tonton Ammar et son fils Imad

Une grande pensée aussi à mes amis de Malaisie

À tous ceux qui m'aiment

BENZERHOUNI Ibrahim.

Remerciement

Je remercie en premier, Allah le tout puissant de m'avoir accordé la patience et le courage pendant toutes mes années d'études.

*Je souhaite adresser aussi mes remerciements les plus sincères à Monsieur **BESSEDIK Madani**, ainsi qu'à Madame **BOUKLI Cherifa** qui en tant qu'encadreurs de mémoire, se sont toujours montrés à l'écoute et très disponible à tous moments, tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'aide, la motivation, et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.*

Mon grand merci au PDG de l'entreprise Chiali Services qui m'a accepté comme stagiaire, à l'ingénieur Chemidi Mostapha qui n'a pas ménagé aucun effort pour soutenir.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail exceptionnellement les membres du département études au sein de l'entreprise Chiali Services. Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

BENZERHOUNI Ibrahim.

Résumé :

L'objectif de notre étude est le dimensionnement d'un système épuratoire de la future station de la ville d'In Salah et de la localité d'El Barka, par lagunage. Ce dimensionnement a été effectué à l'horizon 2045 avec un débit moyen journalier d'eau usée de 3628 m³/j et une capacité de 43 184 EH.

Dans ce mémoire nous proposons la conception d'une station d'épuration (STEP) avec deux variantes à savoir le naturel et l'aéré. Ces deux types sont précédés d'une étape de prétraitement comportant deux dégrilleurs fins, un mécanique et l'autre manuel de secours, et d'un dessableur-déshuileur rectangulaire statique.

Pour la variante par lagunage naturel, le traitement biologique s'opère avec deux filières ayant chacune un bassin anaérobie, un bassin facultatif, un bassin de maturation et un bassin de stockage. Pour la ligne boue, le séchage des boues s'effectue naturellement dans 10 lits.

Pour la variante par lagunage aéré, le traitement biologique se fait aussi avec deux filières contenant chacune un bassin d'aération avec quatre aérateurs, un bassin de finition et un bassin de stockage. Concernant la ligne boue, le même concept que le lagunage naturel est prévu.

A la fin nous avons établi une étude technico-économique permettant de conforter le choix de la variante la plus économique et plus viable techniquement, à savoir le lagunage aéré.

Mot clés :

Système épuratoire, eau usée, dimensionnement, lagunage, étude technico-économique.

Abstract :

The aim of our study, is to design a treatment system for the future waste water treatment plant for In Salah City and El Barka locality, by lagooning system. The sizing has been done until the 2045 horizon with a capacity of 43 184 inhabitant equivalent.

In this work, we have proposed the conception of treatment plant with two variants, natural and aerated lagooning. A pretreatment step precedes these two types including two fine screens, a mechanical and another manual one for emergency. Moreover, a static rectangular grit chamber.

For the natural lagooning variant, the biological treatment takes place into two channels, each having an anaerobic pond, a facultative pond, a maturation pond a storage pond. For the sludge line, the drying sludge process is done naturally into ten beds.

About the aerated lagoon variant, the biological treatment is carried out with two channels each containing an aeration pond with four aerators, a finishing pond and a storage pond. Regarding the sludge line, the same concept as natural lagooning is planned.

In the end, we established a technical economic study allowing to consolidate the choice of the most economical and technically viable variant, namely, aerated lagooning.

Keywords :

Treatment system, waste water, sizing, lagooning, technical economic study.

الملخص:

الهدف من دراستنا هو تصميم نظام معالجة لمحطة معالجة مياه الصرف الصحي المستقبلية لمدينة عين صلاح ومحلية البركة، عن طريق نظام الزرب السطحي. تم التحجيم حتى أفق 2045 بسعة 43184 نسمة.

في هذا العمل، اقترحنا تصميم المحطة المعالجة مع نوعين مختلفين، الزرب السطحي الطبيعي والمهوى. يسبق هذين النوعين بخطوة معالجة مسبقة متألّفة من شبكتان حديديتان، ميكانيكية والأخرى يدوية احتياطية، وأيضاً حوض فاصل للرمال والزيوت مستطيلي الشكل.

بخصوص المتغير بالزرب السطحي الطبيعي، المعالجة البيولوجية تتم عبر خطين متوازيين المكونين بدورهما من حوض لاهوائي، حوض للنضج وحوض للتخزين. أما بالنسبة إلى خط الوحل فتجفيف الوحل يتم طبيعياً داخل عشرة أسرة.

أما فيما يتعلق بالمتغير السطحي المهوى، فالمعالجة البيولوجية تتم أيضاً عبر خطين موازيين المكونين بدورهما من حوض للتهوية مع أربع مهواة سطوح وحوض للمسات الأخيرة وحوض للتخزين. وبخصوص خط الوحل، فتم التخطيط له بنفس النموذج الخاص بالزرب السطحي الطبيعي.

في النهاية، أنشأنا دراسة اقتصادية-تقنية تسمح بتعزيز اختيار المتغير الأكثر اقتصادياً والأكثر قابلية للتطبيق من الناحية الفنية، أي الزرب السطحي المهوى.

الكلمات المفتاحية:

نظام معالجة، مياه الصرف الصحي، تصميم، الزرب السطحي، دراسة اقتصادية-تقنية.

Liste des abréviations

DBO₅ : La demande biologique en oxygène pendant 5 jours.

NH₄ : L'ammonium.

NO₂ : Nitrite.

NO₃ : Nitrate.

ONS : Office national de statistique.

AEP : Alimentation en eau potable.

RN : Route nationale.

STEP : Station d'épuration.

MI : mètres linéaires.

PVC : polychlorure de vinyle.

PEHD : polyéthylènes haute densité.

SR : Station de relevage.

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

PN : Pression nominal.

RPA : Règlement parasismique algérien.

ONM : Office national de météorologie.

QJ_{AEP} : Débit moyen journalier d'eau potable (m³/j).

QJ_{EU} : Débit moyen journalier d'eau usée (m³/j).

Q_{mh} : Débit moyen horaire (m³/h).

Hab : habitant.

DCO : Demande chimique en oxygène.

J.O.R : journal officiel.

Nbre : Nombre.

R : le rendement (%).

EH : Equivalent habitant.

Ts : Temps de séjour.

Q_{S,F} : Volume d'eau sortie du bassin (m³/j).

q.O₂ : Besoins en oxygène.

DA : Dinars Algérien.

H.T : Hors taxes.

Table des matières

CHAPITRE I.....	4
Traitement des eaux usées par système de lagunage.....	4
I.1. Historique.....	4
I.2. Les opportunités du lagunage par rapport aux autres systèmes.....	4
I.3. Les différents types de lagunage.....	5
I.3.1. Généralité.....	5
I.3.2. Principe de fonctionnement.....	5
I.3.3. Le lagunage naturel.....	6
I.3.4. Lagunage aéré.....	9
I.4. Les avantages et les inconvénients des deux types de lagunage.....	10
I.5. La fonction de différents bassins du lagunage naturelle et aérée.....	11
I.6. Conclusion.....	12
CHAPITRE II.....	14
Présentation de la zone d'étude.....	14
II.1. Situation géographique.....	14
II.2. Cadre démographique.....	15
II.2.1. Armature urbaine.....	15
II.2.2. La population future.....	15
II.2.3. Estimation des besoins en AEP et les rejets à l'horizon de 2045.....	17
II.3. L'hydrogéologie et les ressources hydriques de la wilaya d'In Salah.....	17
II.4. Le choix et les opportunités du site de la station.....	19
II.5. Le réseau d'assainissement de la zone d'étude.....	20
II.6. L'aménage des eaux brutes vers la station.....	20
II.7. Sismicité.....	22
II.8. Données Climatique.....	22
II.8.1. Précipitation.....	22
II.8.2. Températures minimales, moyennes et maximales annuelles.....	23
II.8.3. Le vent moyen annuel.....	24
II.8.4. La durée d'ensoleillement annuel.....	25
II.8.5. L'évaporation moyenne annuelle.....	26
II.8.6. La brume de sable moyenne annuelle.....	27
II.9. Faune et flore du site.....	27
II.9.1. La faune.....	27
II.9.2. La flore.....	27

II.10. Conclusion.....	28
CHAPITRE III.....	30
Dimensionnement de la STEP.....	30
III.1. Données de base.....	30
III.1.1. Rappel.....	30
III.1.2. Calcul des débits.....	30
III.1.3. Calcul des charges polluantes.....	30
III.1.4. L'indice de biodégradabilité.....	32
III.1.5. Les normes de rejets.....	33
III.1.6 Récapitulatif sur les données de base.....	34
III.2. Prétraitement.....	34
III.2.1. Dégrillage.....	35
III.2.2. Dessableur-déshuileur.....	39
III.3. Le traitement biologique.....	43
III.3.1. Variante "1" : le lagunage naturel.....	43
III.3.2. Variante "2" : lagunage aéré.....	54
III.4. Les ouvrages complémentaires.....	60
III.4.1. Le bassin de stockage.....	60
III.4.2. Lits de séchage.....	61
III.6. Récapitulatif générale sur toutes les dimensions des ouvrages dans notre étude.....	62
III.7. Etude comparative technico-économique des deux variantes.....	63
III.7.1. Comparative technique entre les deux variantes.....	63
III.7.2. Comparative économique des deux variantes.....	63
III.7.3. Récapitulatif sur l'étude comparative technico-économique des deux variantes....	69
III.8. Conclusion.....	69

Liste des figures

Figure 01: Cycles biologique d'une lagune.....	6
Figure 02: Lagunage à macrophytes.....	7
Figure 03 : Algues brunes.....	8
Figure 04 : Algues rouge.....	8
Figure 05 : Algues vertes.....	8
Figure 06 : Ordres des différents bassins.....	9
Figure 07 : Bassin d'aération.....	10
Figure 08 : La géolocalisation de la wilaya d'In Salah sur la carte d'Algérie.....	14
Figure 09: Extension du continental intercalaire.....	18
Figure 10: Situation des forages d'AEP.....	18
Figure 11: Situation des forages d'irrigation.....	18
Figure 12: Situation géographique du site proposé par rapport à la ville d'In Salah.....	19
Figure 13 : Photo du canal de drainage d'In Salah.....	20
Figure 14: La station de relevage d'In Salah.....	21
Figure 15: La station de relevage de la localité d'El Barka.....	21
Figure 16: La carte de zonage sismique de l'Algérie.....	22
Figure 17: Cumul annuel des précipitations (mm/an).....	23
Figure 18: Températures minimales, moyennes et maximales annuelle (°C/an).....	24
Figure 19: La direction des vents dominants de la région d'In Salah le 08/10/20.....	24
Figure 20: Le vent moyen annuel (m/s).....	25
Figure 21: La durée d'ensoleillement annuel (heures/an).....	25
Figure 22: L'évaporation moyenne annuelle (mm).....	26
Figure 23: La brume de sable moyen annuel (jours/an)	27
Figure 24 : Un dégrilleur manuel avec un râteau.....	35
Figure 25 : Dégrilleur mécanique droit (photo prise dans la STEP de Timmimoun).....	35
Figure 26 : Coupe en travers du dessableur-déshuileur rectangulaire (AutoCAD).....	40
Figure 27: Les températures moyennes mensuelles (1993-2008).....	44
Figure 28: Les évaporations moyennes journalières mensuelles (1993-2008).....	51

Liste des tableaux

Tableau 01 : Les avantages et les inconvénients du lagunage naturel.....	10
Tableau 02 : Les avantages et les inconvénients du lagunage aéré.....	11
Tableau 03 : La fonction des différents bassins dans le de lagunage naturel.....	11
Tableau 04 : La fonction des différents bassins dans le lagunage aéré.....	12
Tableau 05 : L'armature urbaine de la ville d'In Salah (ONS, 2008).....	15
Tableau 06 : L'armature urbaine de la ville d'In Salah (la Mairie d'In Salah).....	15
Tableau 07 : La population future de la ville d'In Salah jusqu'à l'horizon 2045.....	16
Tableau 08 : La population future de la localité d'El Barka jusqu'à l'horizon 2045.....	16
Tableau 09 : Les caractéristiques des stations de relevages de la région.....	21
Tableau 10 : Rappel sur quelques données de base calculées dans le chapitre précédent.....	30
Tableau 11 : Normes de rejets dans un milieu récepteur (J .O. R Algérien, 2006).....	33
Tableau 12 : Récapitulatif des données de base.....	34
Tableau 13 : Les caractéristiques du dégrilleur proposée.....	37
Tableau 14 : Récapitulatif sur le dégrilleur dimensionnée.....	39
Tableau 15 : Récapitulatif sur le dessableur-déshuileur.....	43
Tableau 16 : L'estimation de la charge volumique en fonction de la température.....	45
Tableau 17 : L'estimation des % d'élimination de la DBO5 en fonction de la température.....	47
Tableau 18 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin anaérobie.....	48
Tableau 19 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin facultatif.....	52
Tableau 20 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de maturation.....	54
Tableau 21 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin d'aération.....	58
Tableau 22 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de finition.....	60
Tableau 23 : Récapitulatif sur toutes les dimensions des ouvrages sur notre étude.....	62
Tableau 24 : comparative technique entre les deux variantes.....	63
Tableau 25 : Tableau quantitatif et estimatif de la variante 01.....	64
Tableau 26 : Tableau quantitatif et estimatif de la variante 02.....	66
Tableau 27 : Bilan énergétique des équipements électriques de la STEP de la variante 01.....	67
Tableau 28 : Bilan énergétique des équipements électriques de la STEP de la variante 02.....	68
Tableau 29 : Récapitulatif sur l'étude technico-économique.....	69

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

A cause de la pollution drainée vers une Sebkha par les eaux usées de la ville d'In Salah et la localité d'El Barka, l'état algérien a projeté de réaliser une station d'épuration. La STEP en question devra traiter jusqu'à l'horizon 2045 avec un débit journalier de $3628 \text{ m}^3/\text{j}$ équivalent à 43 184 EH. Essentiellement des eaux domestiques.

Ce présent travail est orienté vers le dimensionnement d'une STEP type lagunage répondant aux données citées supra.

Deux variantes ont été étudiées, le lagunage naturel et aéré. Sur ce qui suit nous avons étudié les deux avec un comparatif technico-économique.

La wilaya concernée est au Sud d'Algérie, caractérisé par un climat très chaud.

La dite station concerne le chef-lieu de la wilaya se situant à l'Ouest de la ville sur un terrain aride proche de la Sebkha avec disponibilité d'une grande surface.

Ce mémoire est composé de trois chapitres :

♣ **Chapitre I :** Traitement des eaux usées par système de lagunage ;

Une recherche bibliographique a été réalisée au début pour décrire la composition des deux types de STEP avec le rôle de chaque ouvrage. Enfin un comparatif des avantages et inconvénients des deux variantes.

♣ **Chapitre II :** présentation de la zone d'étude ;

Sur ce chapitre nous avons décrit la situation exacte, les données climatiques et ressources hydriques disponibles dans la région, l'évolution de la population ainsi que quelques détails importants qui peuvent influencer la station comme le réseau d'assainissement.

♣ **Chapitre III :** dimensionnement de la STEP ;

Là nous arrivons au calcul de dimensionnement des différents ouvrages de la STEP avec les deux variantes. Cela a pu aboutir à un comparatif qualitatif des eaux sortantes et un estimatif des deux.

Enfin, un choix entre les deux types épuratoires a été établi.

CHAPITRE I :
TRAITEMENT DES EAU USEES
PAR SYSTEME DE LAGUNAGE

CHAPITRE I :**Traitement des eaux usées par système de lagunage****I.1. Historique :**

La technique de lagunage est connue depuis l'antiquité et était déjà utilisée dans la Chine ancienne et dans la Grèce antique pour l'élevage des poissons ainsi que par les romains et leurs bassins de décantation où on laissait " faire la nature ". Dès 1901, la ville de San Antonio au Texas aménagea un lac artificiel de 275 ha destiné à l'épuration des eaux usées. Le lagunage a été redécouvert dans les années 20, il se développe un peu partout de par le monde, sans méthodes spécifiques ni études précises, d'où un certain nombre de déconvenues (dysfonctionnements, mauvaises odeurs, moustiques...). A partir des années 50, des recherches sur le fonctionnement de ces écosystèmes, le dimensionnement des installations, et l'amélioration des performances font du lagunage un procédé plus fiable et plus performant [1]. Le système d'épuration des eaux usées domestiques par lagunage naturel demeure parmi les procédés les plus utilisés dans les pays à climats chauds arides à semi-arides. Depuis l'année 2008, l'Algérie a adopté pour le traitement des eaux usées des centres ruraux et urbains le lagunage naturel comme étant la solution technique la plus adaptée au contexte économique et climatique. Actuellement l'ONA exploite **154 stations (75 stations de lagunage, 76 stations de type boues activées et 03 filtres plantés)** réparties sur l'ensemble du territoire national et toutes les stations à boues activées disposent de laboratoire de contrôle. Les procédés les plus répandus utilisés sont à boues activées et à lagunage naturel [2]. Ces infrastructures génèrent près de 14,6 Millions de mètres cubes par jour d'eaux traitées destinées à irriguer plus 11 076 hectares de superficies agricoles qui font de l'Algérie le premier pays d'Afrique en la matière [3].

I.2. Les opportunités du lagunage par rapport aux autres systèmes :

Contrairement aux autres systèmes qui nécessitent des investissements importants et qui engendrent des coûts de fonctionnement onéreux tel que le procédé de boue activée ainsi que le lit bactérien et disque biologique, le lagunage est un procédé compétitif, il s'adapte bien aux demandes des marchés selon le taux d'épuration exigée. Ainsi, il assure une épuration bactérienne performante avec une grande simplicité par rapport aux autres procédés expérimentés.

Ce dernier intéresse généralement les pays en voie de développement car il est plus ou moins le système le moins chère en termes d'investissement et d'exploitation.

Le lagunage intéresse aussi les pays qui manquent d'eau et qu'ils ont besoin des eaux épurées pour l'irrigation des parcelles agricoles qui est généralement l'arboriculture.

Par contre, la conception du lagunage à tendance a évolué dans les pays développés car il est de plus en plus considéré comme étant un traitement tertiaire. Et de plus avec son coté réserve naturelle, il attire la population citadine avide de nature.

Toutes ces opportunités qui caractérisent le système de traitement par lagunage font qu'il soit le procédé le plus adapté en Algérie.

I.3. Les différents types de lagunage :

I.3.1. Généralité

- Le lagunage se trouve dans la famille des procédés extensifs, là où le développement des capacités de traitement des lagunes se fait en augmentant les surfaces des bassins.

Tandis que les procédés intensifs expriment le développement des capacités de traitement des lagunes tout en restant sur les mêmes surfaces.

- Le lagunage est un procédé d'épuration simple et à faible coût et il est bien adopté pour l'épuration des effluents domestiques dilués ($DBO_5 < 300 \text{ mg/l}$). Par contre les eaux usées industrielles, les eaux des fausses septiques, les eaux usées des élevages ne sont pas acceptées.

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, de protozoaires, de métazoaires, d'algues, de poissons, de plantes, etc. Ces différents organismes interviennent afin d'éliminer la charge polluante contenue dans l'eau usées [4].

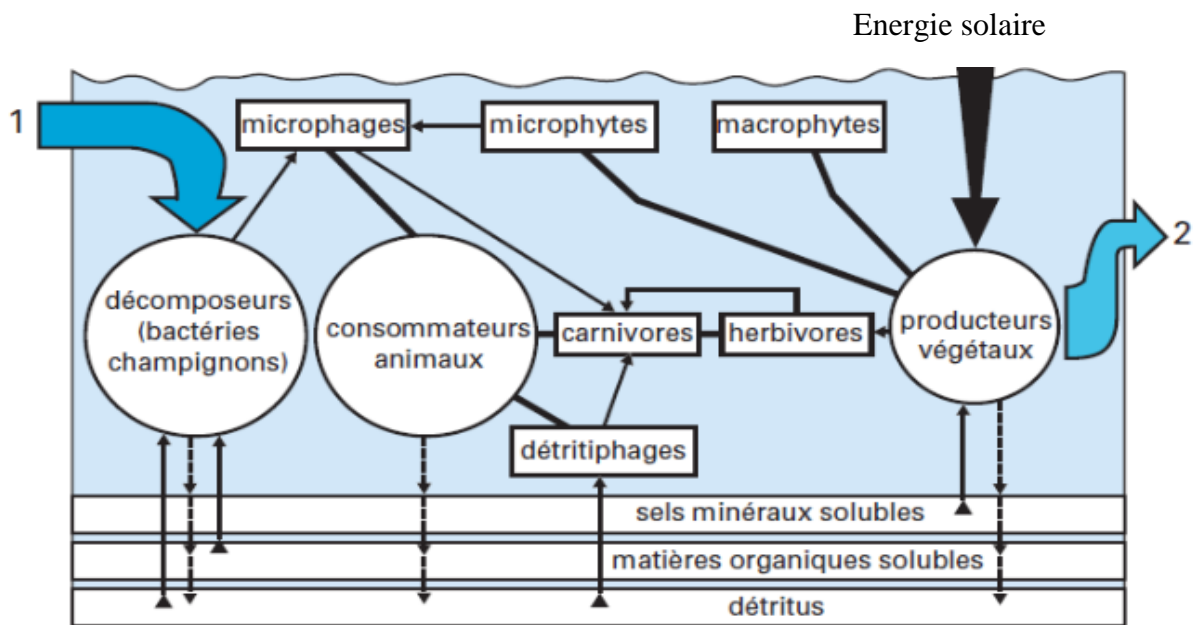
I.3.2. Principe de fonctionnement

La dégradation de la pollution a traitée s'opère grâce à une succession et une association de processus physico-chimique et biologiques extrêmement larges. Dans la partie supérieure des bassins existe une zone aérobie où les bactéries présentes dans le milieu dégradent les matières organiques solubles ou en suspension. Au fond des bassins, des micro-organismes anaérobies hydrolysent et solubilisent une partie des matières organiques décantées.

Le traitement biologique pour l'élimination de l'azote fait intervenir plusieurs processus (ammonification NH_4 , assimilation bactérienne, nitrification $\text{N-NO}_2/\text{N-NO}_3$ et la dénitrification NO_2). Au cours de ce processus l'azote organique se transforme successivement en azote ammoniacal, nitrites, nitrates pour être rejeté sous sa forme gazeuse dans l'atmosphère. Des bactéries spécifiques sont synthétisées durant cette phase.

En ce qui concerne l'élimination du phosphore, elle s'opère dans la zone anaérobie et anoxie. La désphosphatation est liée à l'émergence de populations bactériennes possédant un métabolisme capable d'utiliser les conditions particulières d'une alternance de conditions anaérobie et aérobie pour stocker de l'énergie.

La détermination des temps de séjour dans chaque bassin est prépondérante pour assurer un optimum biologique. Cet élément est pris en compte dans les calculs de dimensionnement initiaux et doit être ajusté lors de la phase d'exploitation [5].



1-Entrée de l'effluente bactérie

2 - Sortie de l'effluent traité

Figure 01 : Cycles biologique d'une lagune [6].

I.3.3. Le lagunage naturel

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

Différent assemblage de ces bassins sont possibles en fonction des exigences sur la qualité de l'effluent final. Par exemple si l'on souhaite un degré de réduction plus élevé des organismes pathogènes, l'aménagement optimal est l'enchaînement des bassins anaérobie- facultatifs- maturation [7].

I.3.3.1. Lagunage anaérobies :

Les bassins anaérobies sont caractérisés par un manque d'oxygène dissous causé par une forte DBO5 (100-400 g/m³ /jour), et les solides en suspension s'y déposent facilement ; ils forment sur le fond une couche où les bactéries anaérobies décomposent la matière organique. Un des résultats est la production de gaz : l'hydrogène sulfuré (H₂S) et le méthane (CH₄) qui s'échappent vers la surface sous forme de bulles. Typiquement, ces lagunes ont une profondeur de 2 à 5 m et le temps de séjour de l'effluent y est de 3 à 5 jours. Ils reçoivent des effluents bruts et mènent à des réductions de la DBO5 de 40 à 60 % et des solides en suspension de 50 à 70 %. En générale, on n'y trouve pas de micro-algues à cause des conditions défavorables à leur croissance [5].

I.3.3.2. Lagunage facultatives :

Une lagune facultative a une plus grande surface et une profondeur plus faible qu'une lagune anaérobie. L'oxygénation de la couche superficielle est assurée par la photosynthèse grâce à la

population d'algues. Les bactéries aérobies et facultatives dans les couches hautes et moyennes utilisent cet oxygène pour transformer la matière organique en CO_2 , qui est à son tour utilisé par les algues.

L'effet du traitement est le suivant :

- la diminution des MES et digestion dans la couche anaérobie.
- La matière organique biodégradable est transformée en matière vivante (algues, bactéries,...) dont l'excès est évacué avec l'effluent. C'est pourquoi les mesures de rendement doivent être effectuées sur les échantillons filtrés [8].

I.3.3.3. Lagunage de maturation :

Le fonctionnement de ces bassins est proche des bassins facultatifs, mais les conditions sont essentiellement aérobies compte tenu des faibles charge organique appliquées et faible profondeur (0.5 à 1.5 m).

Ces bassins assurent une finition polissage des effluents avant rejet et surtout, ils sont employés à l'abattement des germes de contamination fécale (action de l'ultraviolet). Siégé d'un développement algal important notamment en période chaude [5].

I.3.3.4. Lagunage a macrophytes :

Cette fois, l'écosystème comprend des macrophytes (figure 2) ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (ex. : lentilles d'eau, jacinthes d'eau, laitues d'eau...) ou fixées (ex. : roseaux).

Il est utilisé en traitement secondaire ou tertiaire sur des effluents faiblement concentrés, l'efficacité de ces lagunes n'est pas vraiment démontrée. Cette technique nécessite en effet d'exporter régulièrement la bio-masse produite, opération relativement lourde [6].



Figure 02 : Lagunage à macrophytes [9].

I.3.3.5. Le lagunage à microphytes :

Bassin dont la profondeur est d'environ 1m et **ou** la biomasse végétale est principalement constituée par des algues microscopiques. Elles jouent le même rôle que les macrophytes dans la fixation des nutriments. On distingue quatre grands groupes de micro-algues représentant plus de 100 000 espèces :

- **Les algues bleues** ou, **cyanophycées**, sont des organismes procaryotes, c'est-à-dire sans noyau défini, elles sont riches en un pigment bleuté : **la phycoyanine**.
- **Les algues vertes** ou, **charophytes**, sont comme les groupes qui vont suivre des eucaryotes, ces algues sont caractérisées par la présence d'un pigment c'est : **la chlorophylle**.
- **Les algues brunes** ou, phéophycées, révèlent un excès de **caroténoïdes** donnant un aspect brun à jaune d'or.
- **Les algues rouges** ou, rhodophycées présentent, pour elles, un excès de **phycoérythrine**.

Ces nombreuses espèces, dont certaines sont à limite du régime végétal, sont également [9].



Figure 03 : Algues brunes [9]

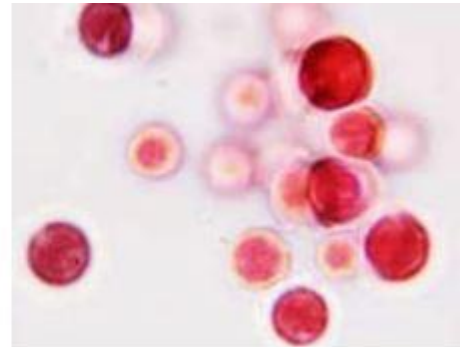


Figure 04 : Algues rouge [9]

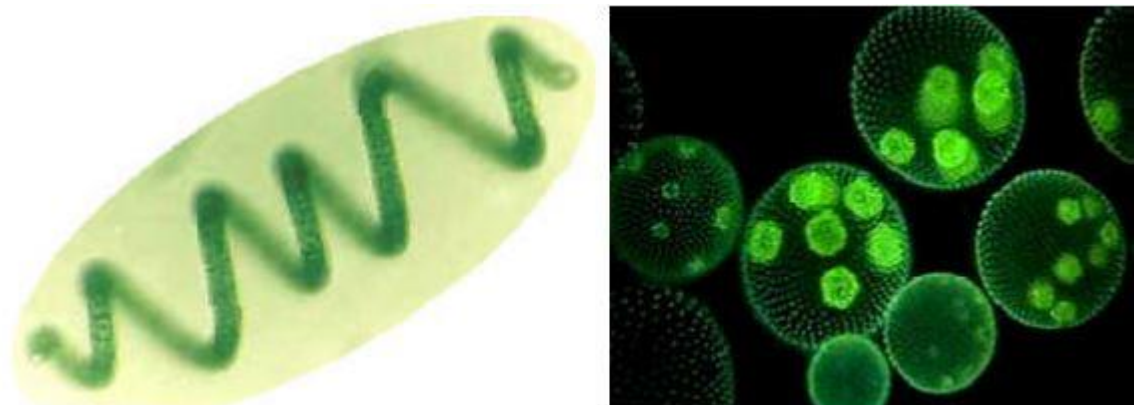


Figure 05 : Algues vertes [9]

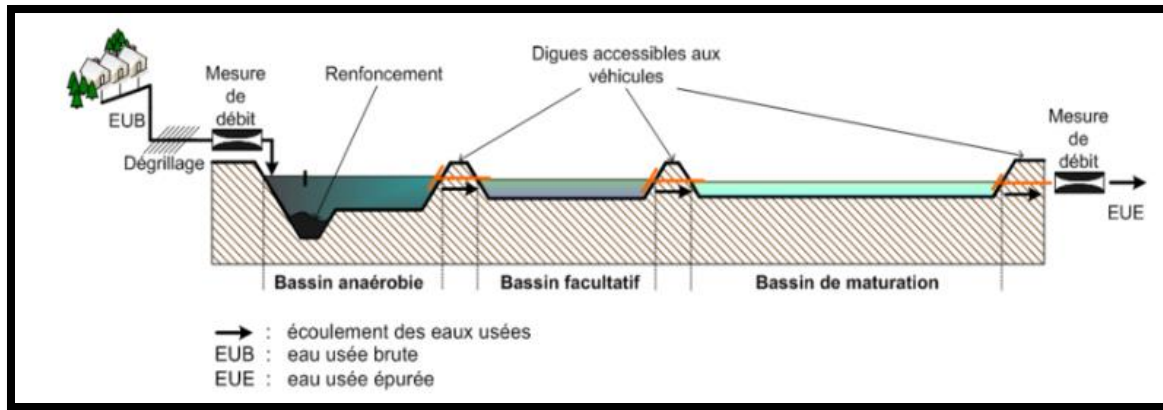


Figure 06 : Ordres des différents bassins.

I.3.4. Lagunage aéré :

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage naturel, le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécaniques flottants ou fixes, ou par une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation est lente.

Appliqué en traitement complet ou en traitement secondaire après un lagunage anaérobie, cette technique est adaptée pour des effluents concentrés domestiques et industriels. On privilégie aujourd'hui le lagunage « aéré facultatif » avec une phase d'aération organisée en plusieurs cellules en série.

Les puissances avoisinent $2 \text{ à } 3 \text{ Watts} \cdot \text{m}^{-3}$, les boues sédimentent dans les bassins aérés et subissent une dégradation en partie anaérobie [6].

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

I.3.4.1. Bassin d'aération :

Ce sont des bassins de forme rectangulaire relativement profonds dans lesquels, l'oxygénation est réalisée par des aérateurs mécaniques ou diffuseurs. Un temps de séjour minimal permet d'assurer la stabilité de l'écosystème, ce paramètre ne doit pas être inférieur à 5 jours. La hauteur d'eau dans ces lagunes est généralement fixée à 2.5 – 4 m pour permettre une action optimale des dispositifs d'aération. Les références internationales ont montré que l'efficacité de l'épuration par lagunage aéré est améliorée en subdivisant le volume total aéré en deux étages disposés en série. Le volume total des lagunes aérées se répartit entre les deux étages dont les proportions suivantes : 60% pour le premier étage et 40% pour le second étage [6].

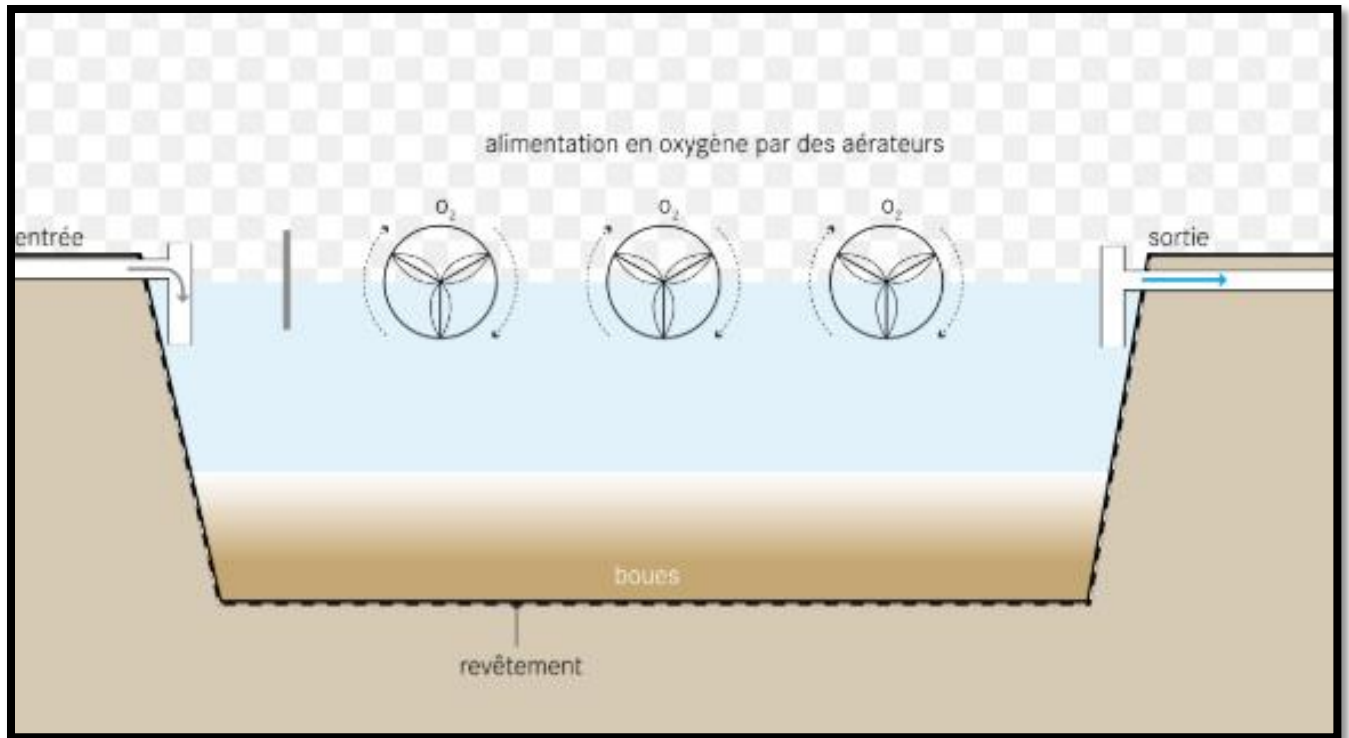


Figure 07 : Bassin d'aération [6].

I.3.4.2. Bassin de finition :

La lagune de finition permet une amélioration des rendements d'épuration, ce bassin est dimensionné sur le critère temps de séjour qui est entre 2 et 3 jours. La hauteur d'eau dans ces lagunes est généralement de 1 à 1.5 m cette valeur permet d'éviter l'apparition de plantes macrophytes tout en limitant développement de l'activité anaérobie [7].

I.4. Les avantages et les inconvénients des deux types de lagunage :

Tableau 01 : Les avantages et les inconvénients du lagunage naturel [7], [10].

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

Tableau 02 : Les avantages et les inconvénients du lagunage aéré [7], [10].

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

I.5. La fonction de différents bassins du lagunage naturelle et aérée :

Tableau 03 : La fonction des différents bassins dans le de lagunage naturel.

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

Tableau 04 : La fonction des différents bassins dans le lagunage aéré.

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

I.6. Conclusion :

Le système de traitement par lagunage est un procédé très compétitif, la simplicité de l'investissement et de son exploitation est ses principaux avantages. Mais comme tous les procédés, il présente certains inconvénients comme la prise importante du sol et la limite de la charge à traiter.

Le lagunage reste un traitement d'avenir vu son rapport qualité-prix par rapport aux autres procédés en particulier en Algérie.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

CHAPITRE II :

Présentation de la zone d'étude

II.1. Situation géographique :

Dans notre étude, il s'agit de proposer une station d'épuration pour collecter des eaux résiduaires domestiques pour la ville d'In Salah et la localité d'El Barka, cette dernière se situe à 5 km au sud-ouest du centre de la ville d'In Salah.

La ville d'In Salah, située à 1300 km au Sud d'Alger, est une ville Oasis qui se trouve au cœur du Sahara algérien, plus précisément dans le Tidikelt, qui est réputé pour être une région naturelle. La ville qui s'étale sur une plaine et occupe une surface de 43 938 km².

Elle fait partie de La wilaya d'In Salah qui a été créée en 2019, auparavant, elle avait le rang d'une commune dépendante administrativement de la wilaya de Tamanrasset. Elle possède un aéroport et comporte seulement trois communes : In Salah, Foggaret Ezzaouia et In Ghar.

La ville d'In Salah est limitée au Nord par la wilaya d'El Menia, à l'Est par la commune de Foggaret Ezzaouia et l'ouest par la commune d'In Ghar, au Sud par la wilaya de Tamanrasset. (APC d'In Salah).



Figure 08 : La géolocalisation de la wilaya d'In Salah sur la carte d'Algérie (Google maps).

II.2. Cadre démographique :

II.2.1. Armature urbaine :

Notre zone d'étude regroupe la ville d'In Salah et la localité d'El Barka.

II.2.1.1. La ville d'In Salah :

Le tableau suivant résume l'armature urbaine propre à la ville d'In Salah en 2008.

Tableau 05 : L'armature urbaine de la ville d'In Salah (ONS, 2008).

Paramètres	Unités	En 2008
Population	Habitants	22 238
Densité	habitants / km ²	0.32
Taux d'accroissement	%	1.30

II.2.1.2. La localité d'El Barka :

Tableau 06 : L'armature urbaine de la ville d'In Salah (la Mairie d'In Salah)

Paramètres	Unités	En 2017
Population	Habitants	5100
Densité	habitants / km ²	---
Taux d'accroissement	%	---

Pour cette petite localité et par le manque des données, nous utilisons la densité et le taux d'accroissement propre à la ville d'In Salah en 2008.

L'accroissement urbain peut être expliqué par deux facteurs, il s'agit de l'accroissement naturel de la population et de l'exode rural. Ce dernier est un phénomène de migration des populations rurales vers les villes. Dans la réalité, cet exode est plus complexe car son appréciation et sa quantification sont difficiles.

Pour garantir le bon fonctionnement de la station d'épuration jusqu'à l'horizon de 2045, nous allons procéder à estimer la population future.

II.2.2. La population future :

La population de l'année future peut être estimée à l'aide de l'équation suivante :

$$P_n = P_0 \times (1+a)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Où :

- P_n : population de l'année projetée.
- P_0 : population actuelle.
- α : c'est le taux d'accroissement de la population (%).

Le taux d'accroissement $\alpha = 1.30\%$

II.2.2.1. La population future de la ville d'In Salah :

Le tableau suivant montre l'estimation de la population future d'In Salah à partir de l'année de référence 2008 jusqu'à l'horizon 2045.

Tableau 07 : La population future de la ville d'In Salah jusqu'à l'horizon 2045.

L'année	Population
2008	22 238
2018	25 304
2028	28 793
2038	32 762
2045	35 862

II.2.2.2. La population future de la localité d'El Barka:

Le tableau suivant montre l'estimation de la population future d'El Barka à partir de l'année de référence 2017 jusqu'à l'horizon 2045.

Tableau 08 : La population future de la localité d'El Barka jusqu'à l'horizon 2045.

L'année	Population
2017	5100
2027	5803
2037	6603
2045	7322

La population future de la zone d'étude (la ville d'In Salah et la localité d'El Barka) est estimée à **43 184 habitants** à l'horizon de 2045.

II.2.3. Estimation des besoins en AEP et les rejets à l'horizon de 2045 :

II.2.3.1. Débit moyen journalier en eau potable :

On a fixé la dotation (D)= 150 l /j/ hab, avec une estimation de perte de 30% sur un réseau moyennement entretenu.

$$Q_j(\text{AEP}) = N \times D - P \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_j(\text{AEP})$: le débit moyen journalier en eau potable.

P : le débit de perte.

N : Nombre d'habitants.

$$P = 43184 \times 150 \times 10^{-3} \times 0.3 = 1943 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$Q_j(\text{AEP}) = (43184 \times 150 \times 10^{-3}) - 1943 = 4535 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.2.3.2. Débit d'eau usée total journalier :

Le volume rejeté par les habitants (R est estimé à 80%) du débit moyen journalier en eau potable.

$$Q_j(\text{EU}) = Q_j(\text{AEP}) \times R \dots\dots\dots (\text{II.3})$$

$$Q_j(\text{EU}) = 4535 \times 0.8 = 3628 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.3. L'hydrogéologie et les ressources hydriques de la wilaya d'In Salah :

Toute la wilaya d'In Salah se base pour l'approvisionnement en eau, uniquement sur les eaux de forage. Elle renferme 120 forages hydrauliques, qui captent les eaux de la nappe du continental intercalaire d' dont 16 forages sont destinées pour l'AEP (Figure 09) par contre 104 sont destinées pour l'irrigation (Figure 10) [11].



Figure 09 : Extension du continental intercalaire [11]

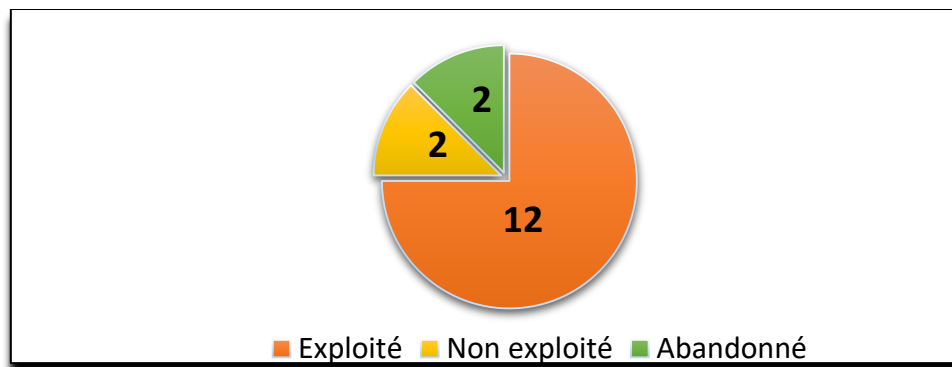


Figure 10 : Situation des forages d'AEP [11].

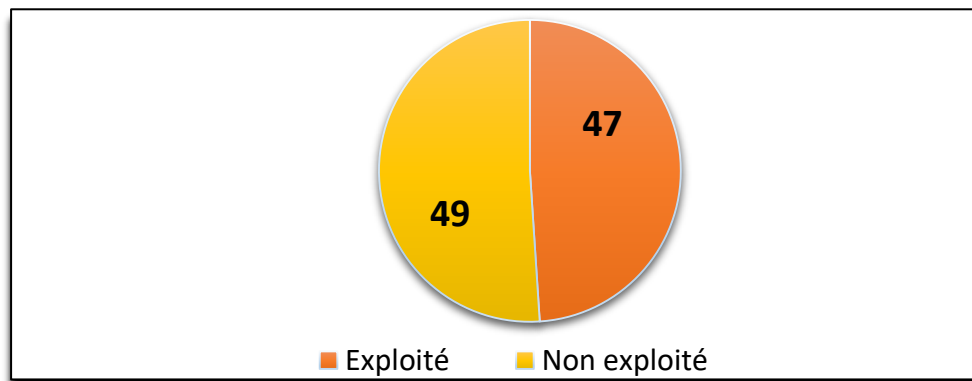


Figure 11 : Situation des forages d'irrigation [11].

II.4. Le choix et les opportunités du site de la station :

Le site proposé pour la réalisation de la future station d'épuration est situé à environ 100 mètre en amont du point de rejet actuel du réseau d'eau usée ; à 7 km à l'Est du centre de ville d'In Salah et à environ 1800 m au sud de la RN 52, la superficie allouée au site du projet est de 33 hectares avec 600 m de longueur et 550 m de largeur.

Le site proposé offre les opportunités suivantes :

- ❖ La disponibilité du terrain.
- ❖ La filière du traitement retenue.
- ❖ L'absence des zones agricoles.
- ❖ La distance minimale de 200 m par rapport à l'habitation assurée.
- ❖ La disponibilité du point de rejet.
- ❖ La disponibilité de l'énergie électrique d'une moyenne tension qui longe la RN 52 qui pourra être la source d'alimentation de notre station.

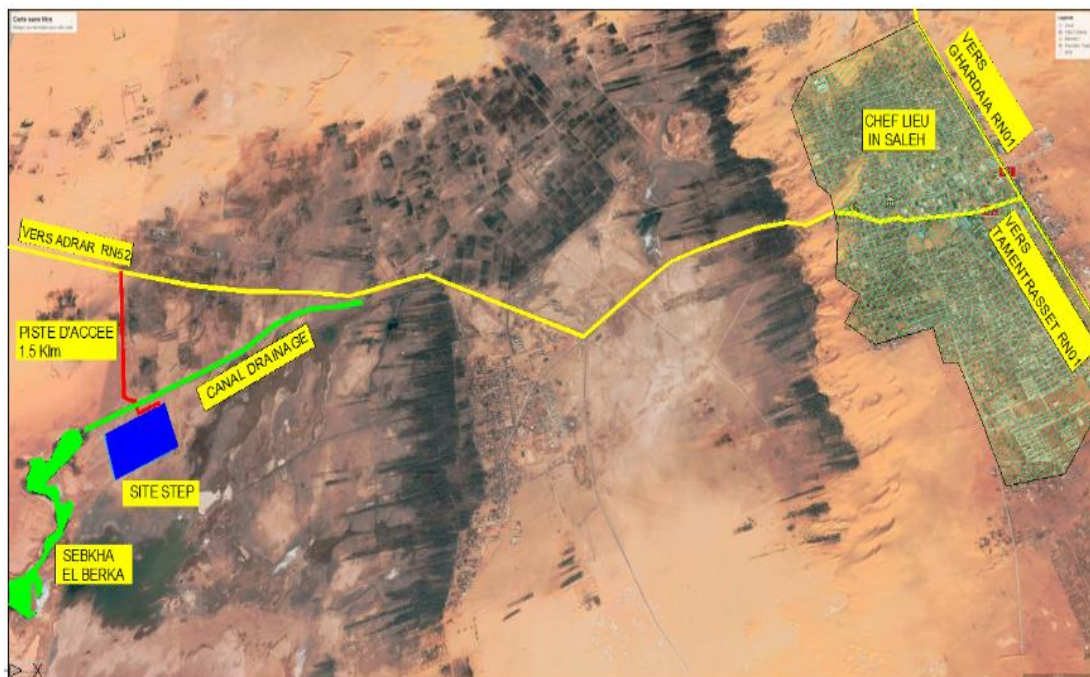


Figure 12 : Situation géographique du site proposé par rapport à la ville d'In Salah

On rajoute que la région contient une nappe créée par les infiltrations des eaux d'irrigation, un canal de drainage trapézoïdal en pierre, d'une largeur de la petite base de 4.9 m, et d'une profondeur de 4 m, et de longueur de 2624 m a été réaliser pour collecter ces eaux vers la Sebkhha d'El Barka.



Figure 13 : Photo du canal de drainage d'In Salah [12].

II.5. Le réseau d'assainissement de la zone d'étude :

Le réseau d'assainissement spécifique de la ville d'In Salah est de 137 564 ml de longueur totale. Les diamètres varient de 200 à 800 mm. Et sont de matériaux divers : PVC, ACIER et PE ondulé.

A cela, le système d'épuration concerne même les eaux résiduaires de la localité d'El Barka située à 6 km du chef-lieu de la commune d'In Salah. Son propre réseau d'assainissement est estimé à 8 819 ml de longueur, les diamètres varient de 200 à 800mm, et est constitué de matériaux : PVC, ACIER, ou PE ondulé.

II.6. L'amené des eaux brutes vers la station :

Actuellement il y a deux stations de relevages en aval du réseau d'assainissement pour pouvoir refouler tous les effluents vers le point de rejet qui est maintenant dans « La Sebkhia ». La SR N°05 est chargée de refouler les eaux usées de la commune de In Salah, par contre la SR El Barka est conçu juste pour la localité d'El Barka.

Les caractéristiques techniques des deux stations sont motionnées dans le tableau suivant :

Tableau 09 : Les caractéristiques des stations de relevages de la région.

Station de relevage	SR N°05	SR El Barka
HMT (m)	28	34.5
Nbr des pompes	02	01
Conduite de refoulement	PEHD 400mm PN 10	PEHD 200mm PN 10
Volume de la bâche	144 m ³	31.35 m ³

*Figure 14 : La station de relevage d'In Salah [12].**Figure 15 : La station de relevage de la localité d'El Barka [12].*

Concernant la station de relevage d'el Barka, je propose de rajouter une pompe de secours en cas de panne (1+1).

II.7. Sismicité :

Le zonage des régions sismiques de l'Algérie (selon la classification RPA 2003), classe toute la wilaya d'In Salah comme étant une zone de faible sismicité (zone 0).

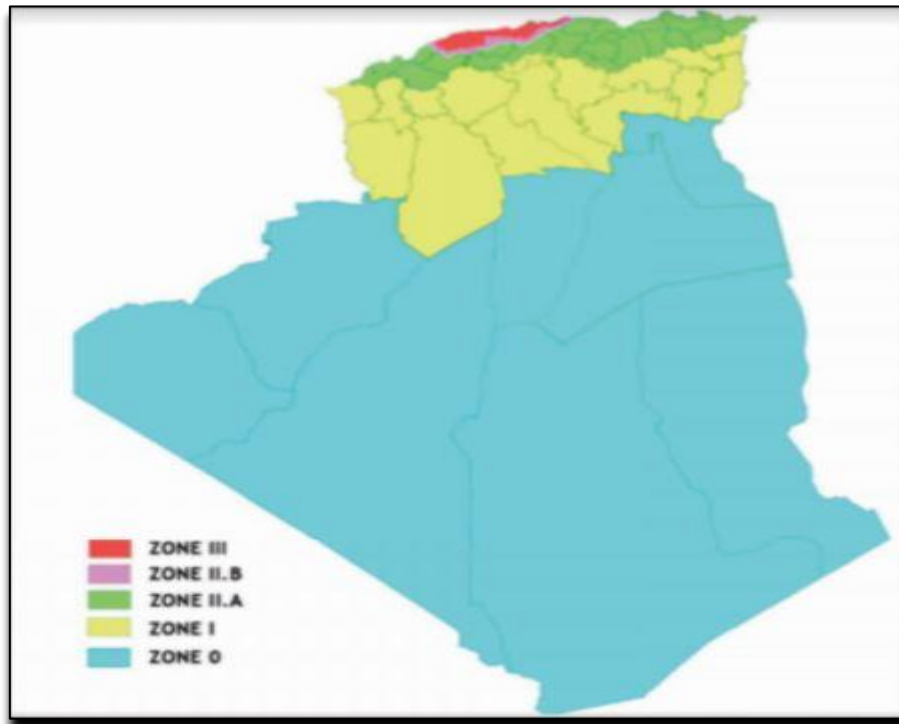


Figure 16 : La carte de zonage sismique de l'Algérie, (RPA, 2003).

II.8. Données Climatique :

La région d'In Salah est caractérisée par un climat de type saharien caractérisé par une température élevée, et une faible pluviométrie.

Nous avons les données climatiques observées à la station d'In Salah jusqu'à l'année 2008, nous n'avons pas pu avoir les données plus récentes.

Selon l'Office Nationale de la Météorologie (ONM), les données climatologiques sont comme suit :

II.8.1. Précipitation :

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région et pour l'analyse des ressources en eau. Elles constituent un phénomène physique qui décrit le transfert de l'eau, dans une phase liquide (pluie) ou solide (neige, grêle), entre l'atmosphère et le sol, aussi elles représentent l'élément le plus important du cycle hydrologique [13].

II.8.1.1. Précipitations moyennes annuelles :

La variation des précipitations annuelles durant la période d'observation (1975-2008) montre l'écart important entre les valeurs extrêmes et c'est un signe d'une irrégularité de précipitation. Nous résumons dans le graphe suivant les principales caractéristiques des cumuls annuels des précipitations.

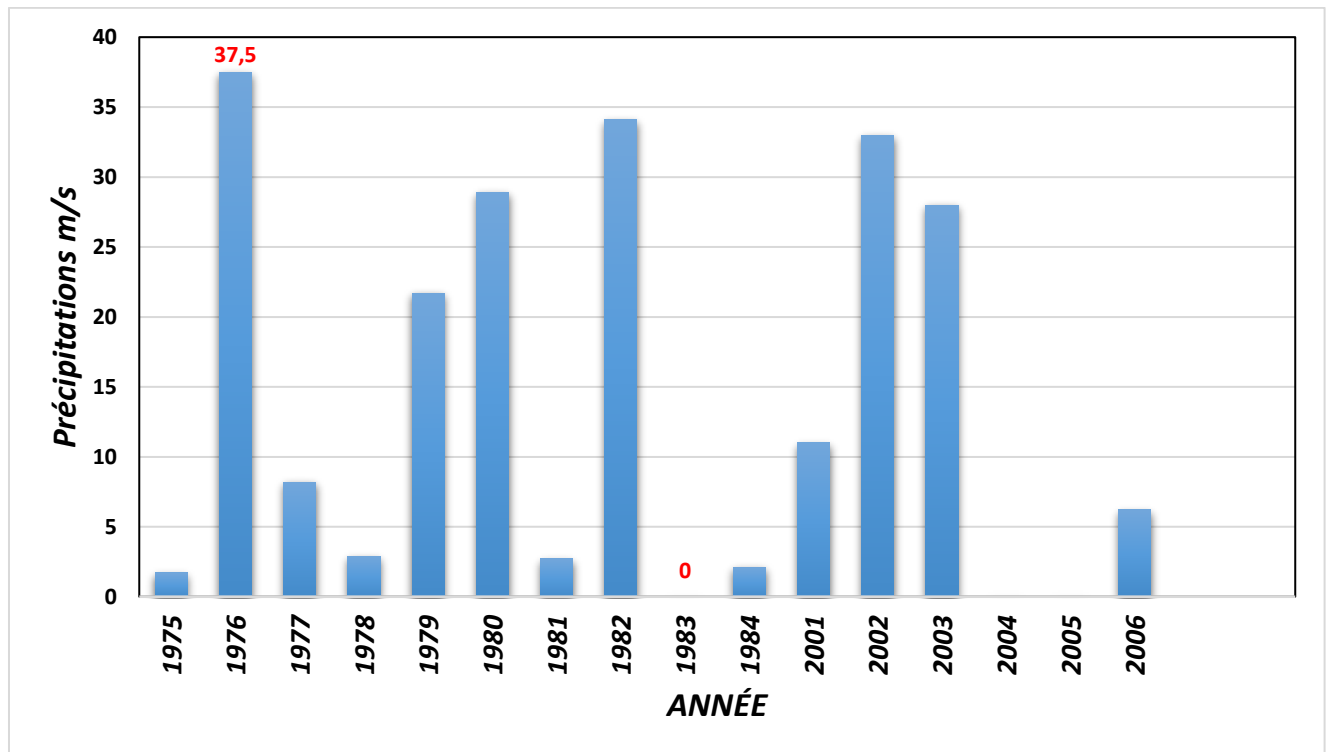


Figure 17 : Cumul annuel des précipitations (mm/an).

Nous signalons que la période entre 1985 et l'année 2000 et l'année 1983, 2004, 2005 : non définie.

L'analyse du graphe met en évidence une pluviométrie irrégulière avec un max de 37.5 mm/an en 1976 et un minimum qui est nul en 1983.

II.8.2. Températures minimales, moyennes et maximales annuelles :

En un point donné de la surface de la terre, la température varie au cours de la journée et aussi des saisons. Ceci est expliqué par la hauteur du soleil qui varie selon les saisons. La variation de la température dépend aussi en fonction de la couverture nuageuse et la végétation.

À In-Salah, les étés sont caniculaires, arides et dégagés ; les hivers sont frais, secs et dégagés dans l'ensemble ; et le climat est venteux tout au long de l'année. Au cours de l'année, la température varie généralement de 6 °C à 45 °C et est rarement inférieure à 3 °C ou supérieure à 47 °C [14].

Nous résumons dans la figure 16, la variation de la température minimale, moyenne et maximale de la région étudiée sur une série allant du 1993 à 2008.

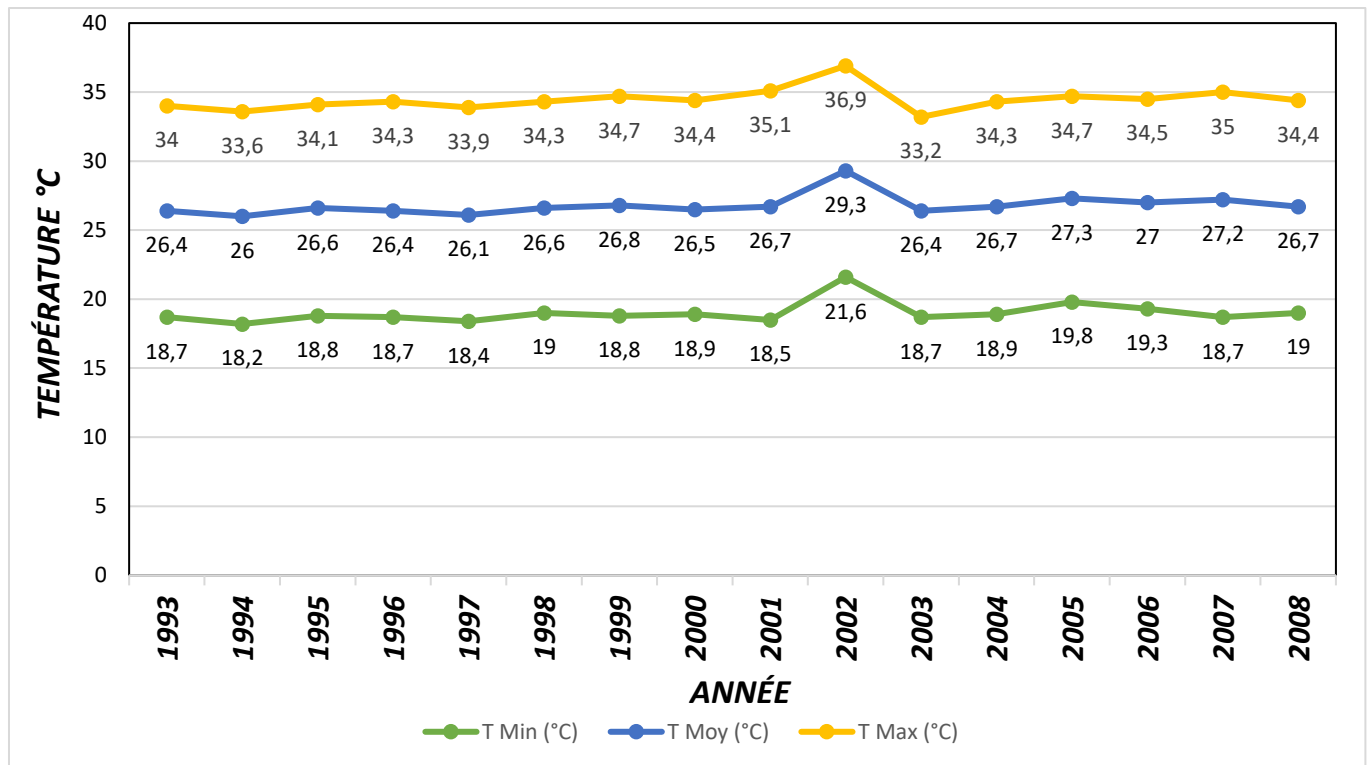


Figure 18 : Températures minimales, moyennes et maximales annuelle (°C/an)

Nous remarquons une symétrie entre les températures minimales et maximales par rapport à les températures moyennes annuelles. Impliquant un climat annuel régulier durant la période (1993-2008).

II.8.3. Le vent moyen annuel :

Dans la région d’In Salah les vents dominants sont dirigés du Nord-Est vers le Sud (↘) après 5588 observations météorologiques dans la période 1965-2020 [15].

Ces vents dominants rentrent dans l’aménagement du site de la station y compris les logements à l’intérieur de la STEP pour diminuer la nuisance olfactive des habitants et le personnel de la station.

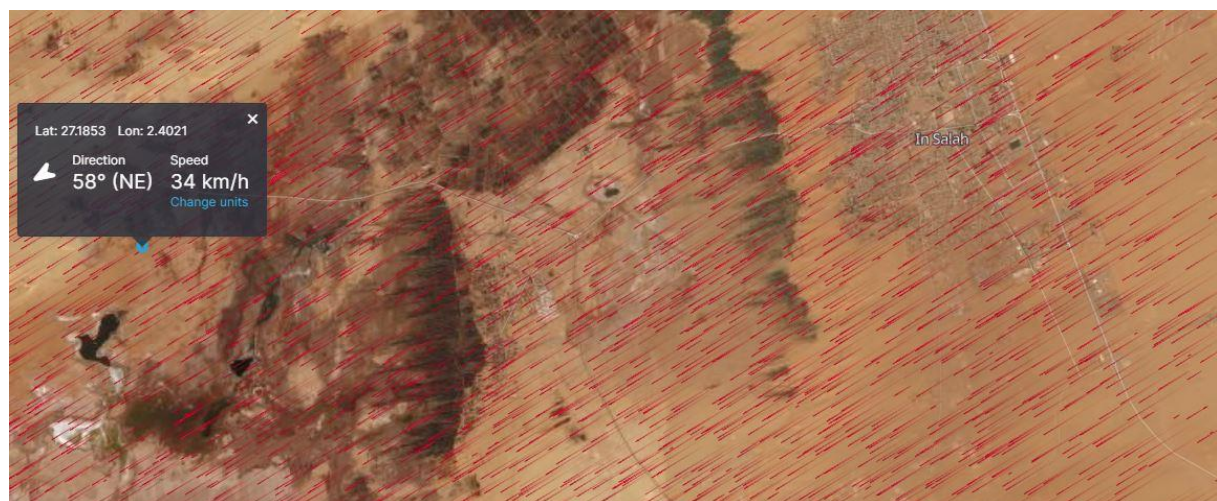


Figure 19 : La direction des vents dominants de la région d’In Salah le 08/10/20 [16].

La figure suivante montre les vitesses des vents moyens annuels durant la période (1993-2008).

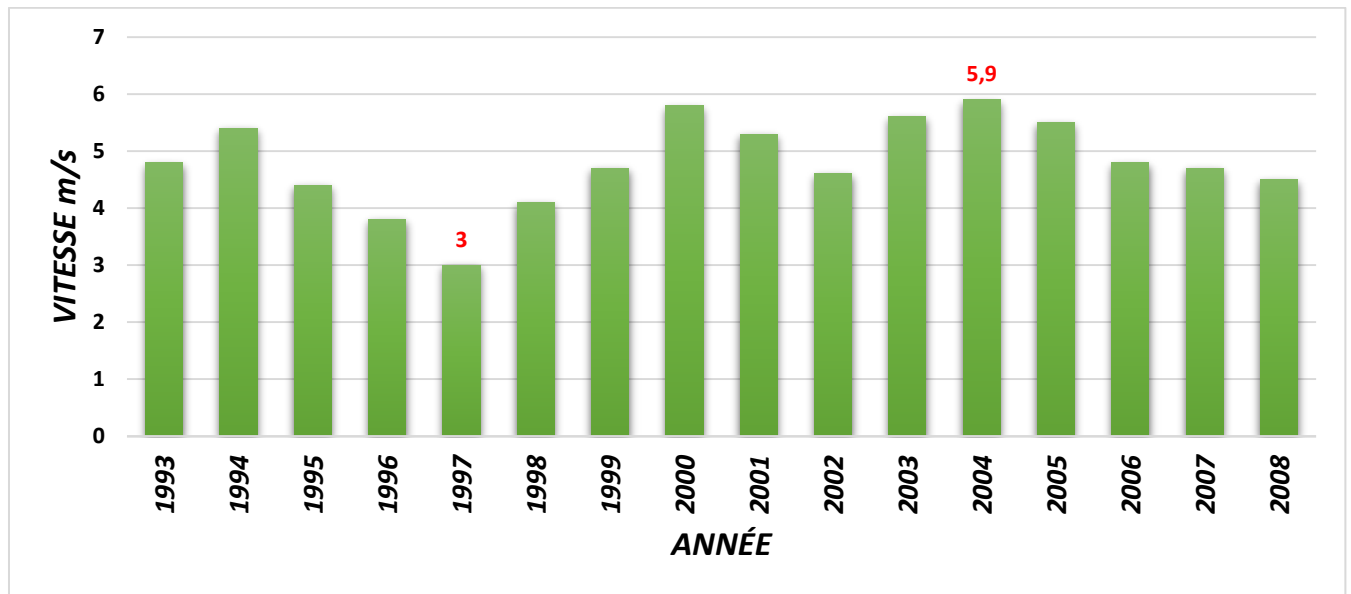


Figure 20 : Le vent moyen annuel (m/s)

Selon l'histogramme précédent, la vitesse moyenne annuelle est environ 4.8 m/s. Avec un maximum en 2004 de 5.9 m/s et un minimum de 3m/s pour l'année 1997.

II.8.4. La durée d'ensoleillement annuel :

La figure suivante montre le cumul de la durée d'ensoleillement annuel de la zone d'étude.

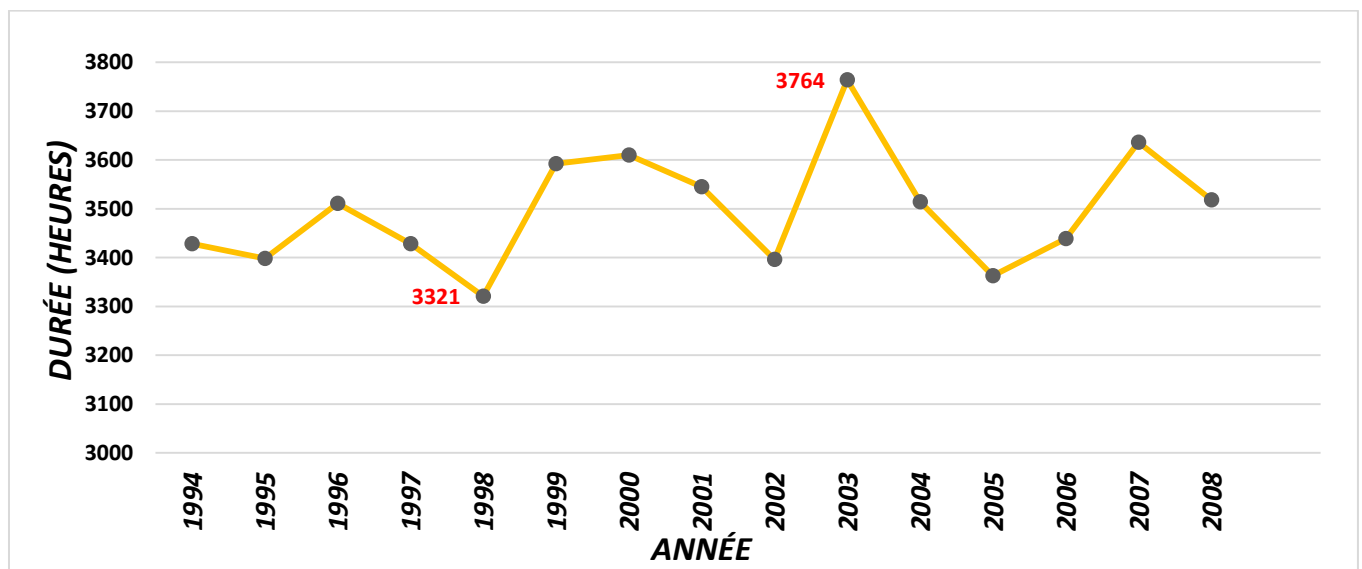


Figure 21 : La durée d'ensoleillement annuel (heures/an).

Nous constatons d'après le graphe précédent que la durée d'ensoleillement moyenne annuelle est au voisinage de 3497 heures, avec une durée moyenne maximale de 3764 heures en 2003 et une durée minimale de 3321 heures pour l'année 1998.

II.8.5. L'évaporation moyenne annuelle :

L'évaporation est favorisée par les facteurs suivants :

- La température
- Une faible pression atmosphérique
- Un vent fort
- Une grande surface d'eau.

La figure ci-dessous représente les valeurs d'évaporation moyenne annuelle pour la période allant de 1993 jusqu'à 2008.

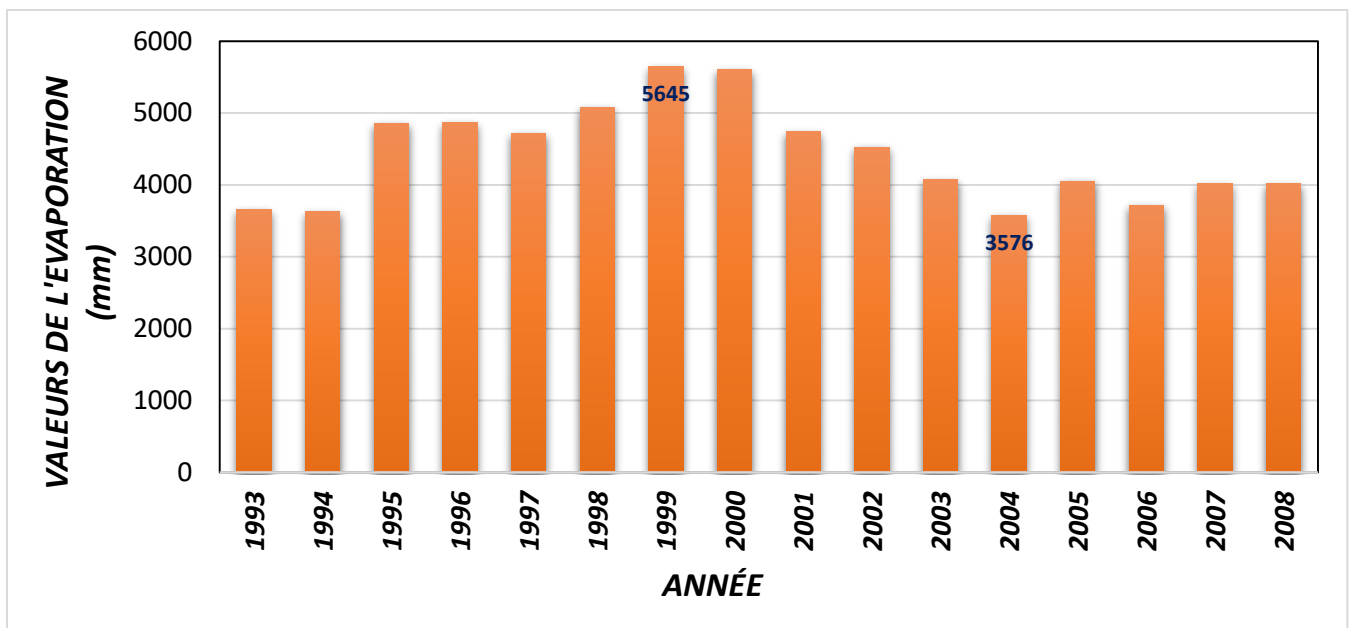


Figure 22 : L'évaporation moyenne annuelle (mm)

Nous constatons d'après l'histogramme précédent que la valeur d'évaporation moyenne annuelle est d'environ 4423 mm, avec une valeur moyenne maximale de 5645 mm en 1999 et une durée minimale de 3576 mm pour l'année 2004.

II.8.6. La brume de sable moyenne annuelle :

La figure suivante représente le nombre de jours moyen annuel de la brume de sable dans la période (1993-2008).

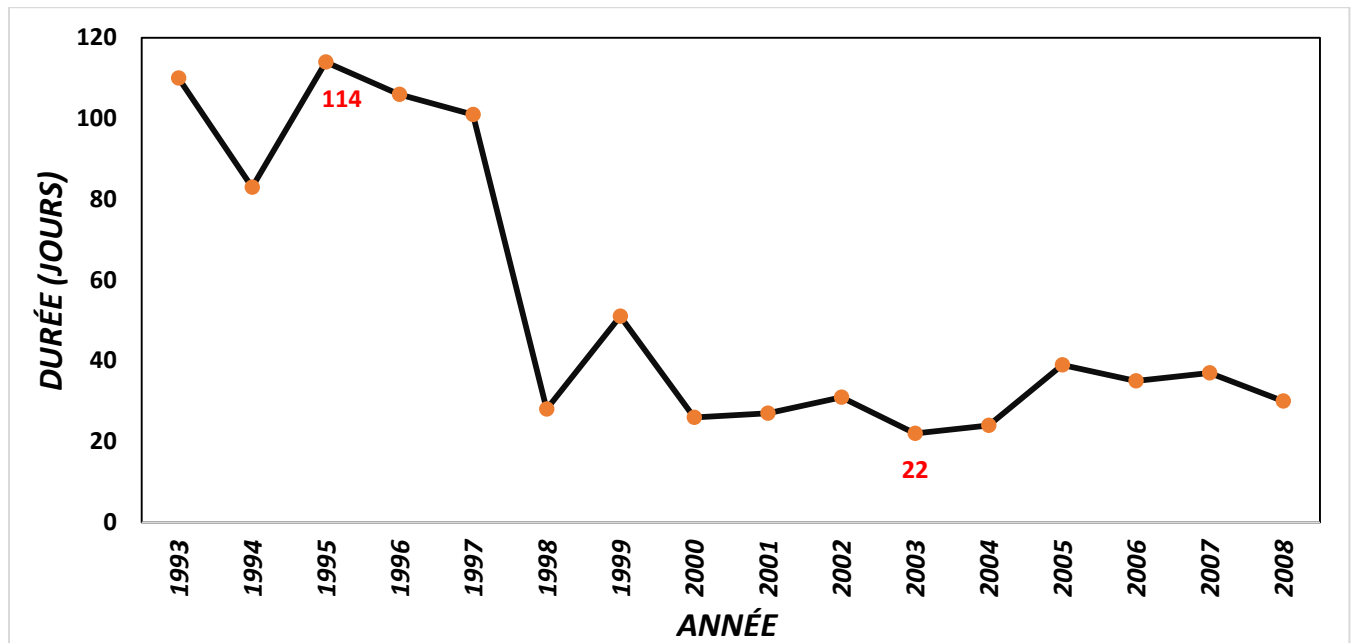


Figure 23 : La brume de sable moyen annuel (jours/an)

D'après le graphe précédent la valeur moyenne annuelle est de 54 jours, et nous constatons que la valeur moyenne maximale est de 114 jours pour l'année 1995. Par contre l'année 2003 a enregistré seulement 22 jours qui représentent la valeur moyenne minimale.

II.9. Faune et flore du site :

II.9.1. La faune :

La faune dans région est plutôt rare, nous citons les insectes comme les mouches, les scorpions, aussi les reptiles comme les vipères et les lézards. Les mammifères comme les gazelles qui sont en voie de d'extinction, les fennecs, les rongeurs comme la gerboise et bien sûr les dromadaires.

Nous pouvons observer aussi des oiseaux comme le faucon et le corbeau.

II.9.2. La flore :

Puisque le milieu est désertique dans la région, la végétation se trouve le plus souvent dans les oasis.

Nous citons l'emblématique arbre qui est le palmier et quelques arbres fruitiers tel que l'olivier, le grenadier... . Aussi des cultures maraichères vivrières comme la carotte, les melons

En dehors des oasis nous constatons très peu de plantes sauvages généralement épineuses.

II.10. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré pour présenter la zone d'étude par la définition et l'étude de plusieurs paramètres tels que la situation géographique, le cadre démographique, les données climatiques

Cela nous a définis la zone, située en plein désert avec presque aucun apport en eau sauf la nappe albienne, aussi une faible concentration en habitant et aucune STEP n'existe dans la wilaya.

Avec une proposition d'un site qui présente toutes les commodités requises citées supra pour la réalisation de la dite station d'épuration.

CHAPITRE III :

DIMENSIONNEMENT DE LA STEP

CHAPITRE III :

Dimensionnement de la STEP

III.1. Données de base :

Pour notre cas d'étude nous avons déjà estimé dans le chapitre précédent la population, les besoins en eau potable et les rejets d'eau usées à l'horizon 2045.

III.1.1. Rappel : (les valeurs sont estimées pour l'horizon 2045).

Tableau 10 : Rappel sur quelques données de base calculées dans le chapitre précédent

Population (habitants)	43 184
Débit moyen journalier en eau potable (Q_{jAEP}) en m³/j.	4535
Débit moyen journalier d'eau usée (Q_{jEU}) en m³/j.	3628

III.1.2. Calcul des débits :

Nous avons :

$$\diamond Q_{jEU} = 3628 \text{ m}^3/\text{j.}$$

III.1.2.1 Le débit moyen horaire (Q_{mh}) :

$$Q_{mh} = Q_{jEU} / 24 \dots \dots \dots \text{ (III.1)}$$

$$Q_{mh} = 3628 / 24 = 151 \text{ m}^3/\text{h.}$$

III.1.2.2. Le débit de pointe :

On le calcule avec la formule suivante :

$$Q_p = C_p \times Q_{mh} \dots \dots \dots \text{ (III.2)}$$

Avec :

C_p : (le coefficient de pointe).

$$\diamond C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m \text{ en l/s}}} = 1.89.$$

$$\diamond Q_p = 1.89 \times 151 = 285 \text{ m}^3/\text{h.}$$

III.1.3. Calcul des charges polluantes :

III.1.3.1 Les rations pour l'estimation sont comme suit :

- ✚ Les charges en DBO5 apportées par les eaux usées par jour et par habitant dans le réseau unitaire sont estimées à 54 g/hab/j.
- ✚ Les charges en M.E.S sont de l'ordre de 70 à 90 g/hab/j.

✚ Pour les eaux domestiques, la charge en DCO est de 120 à 180 g/hab/j.

✚ Pour les êtres humains la charge en azote total est de l'ordre de 10 à 15 g/hab/j.

III.1.3.2. La charge en DBO :

La charge en DBO (C_{DBO5}) = 54 × Nombre d'habitants × 10⁻³... (III.3)

$$C_{DBO5} = 54 \times 43184 \times 10^{-3} = 2332 \text{ kg / j}$$

III.1.3.3. Concentration en DBO :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$[DBO_5] = \frac{C_{DBO5}}{Q_j \text{ EU}} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$[DBO_5] = \frac{2332}{3628} \times 10^3 = 643 \text{ mg/l .}$$

III.1.3.4. La charge en matières en suspension (M.E.S)

Nous prenons $C_{M.E.S} = 70$ g/hab/j.

La charge en M.E.S ($C_{M.E.S}$) = 70 × Nombre d'habitants × 10⁻³... (III.5)

$$C_{M.E.S} = 70 \times 43184 \times 10^{-3} = 3023 \text{ kg / j .}$$

III.1.3.5. Concentration en M.E.S :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$[M.E.S] = \frac{C_{M.E.S}}{Q_j \text{ EU}} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$[M.E.S] = \frac{3023}{3628} \times 10^3 = 833 \text{ mg/l .}$$

III.1.3.6. La charge en DCO :

Nous prenons $C_{DCO} = 130$ g/hab/j.

La charge en DCO (C_{DCO}) = 130 × Nombre d'habitants × 10⁻³... (III.7)

$$C_{DCO} = 130 \times 43184 \times 10^{-3} = 5614 \text{ kg / j}$$

III.1.3.7. Concentration en DCO :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$[DCO] = \frac{C_{DCO}}{Q_j EU} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$[DCO] = \frac{5614}{3628} \times 10^3 = 1547 \text{ mg/l} .$$

III.1.3.8. La charge en azote total (Nt) :

Nous prenons $C_{Nt} = 12.5 \text{ g/hab/j}$.

$$\text{La charge en Nt } (C_{Nt}) = 12.5 \times \text{Nbre d'habitants} \times 10^{-3} \dots\dots (III.9)$$

$$C_{Nt} = 12.5 \times 43184 \times 10^{-3} = 540 \text{ kg / j}$$

III.1.3.9. Concentration en Nt :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$[Nt] = \frac{C_{Nt}}{Q_j EU} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$[Nt] = \frac{540}{3628} \times 10^3 = 149 \text{ mg/l}$$

III.1.4. L'indice de biodégradabilité :

La Biodégradabilité est un phénomène complexe qui concerne toutes les transformations (décompositions) des polluants dans l'eau sous l'action des microorganismes.

III.1.4.1 Relation entre DCO et DBO₅ :

La valeur du rapport DCO/DBO₅ d'une eau usée mixte nous permet d'avoir une idée sur sa Biodégradabilité. Ce rapport DCO/DBO₅ a une importance pour la définition de la chaîne d'épuration d'un effluent (Pour juger des chances de réussite de l'épuration d'eaux résiduaires par un procédé biologique, on se sert généralement du rapport DCO/DBO₅). En effet, une valeur faible du rapport DCO/DBO₅ implique la présence d'une grande proportion de matières biodégradables et permet d'envisager un traitement biologique. Inversement, une valeur importante de ce rapport indique qu'une grande partie de la matière organique n'est pas biodégradable et, dans ce cas, il est préférable d'envisager un traitement physico-chimique.

DCO / DBO₅ ≤ 1,5 : très bonne biodégradabilité.

1,5 ≤ DCO / DBO₅ ≤ 2,5 : biodégradabilité moyenne et facile.

$2,5 \leq \text{DCO} / \text{DBO}_5 \leq 5,0$: biodégradabilité faible.

Ainsi sur la base de ce rapport, on peut établir le classement suivant :

- $\text{DCO}/\text{DBO}_5 \leq 1,50$: eaux résiduaires susceptibles d'être très facilement traitées Biologiquement.
- $1,50 \leq \text{DCO}/\text{DBO}_5 \leq 2,5$: eaux résiduaires susceptibles de subir un traitement biologique.
- $2,5 \leq \text{DCO}/\text{DBO}_5 \leq 5$: eaux résiduaires non susceptibles de subir un traitement biologique [09].

Dans notre cas : $\text{DCO}/\text{DBO}_5 = 1547/643 = 2.4$

Donc d'après l'indice de biodégradabilité, nous avons un effluent avec une biodégradabilité moyenne et facile c'est-à-dire des eaux résiduaires susceptibles de subir un traitement biologique.

III.1.5. Les normes de rejets :

Les eaux usées se caractérisent par des paramètres physico-chimiques et bactériologiques, qui permettent de déterminer leur éventuelle origine, et de connaître l'importance de leur charge polluante. Avant qu'elles ne soient rejetées dans le milieu naturel et ne le dégradent, elles doivent impérativement obéir à des normes établies pour protéger les milieux récepteurs contre la pollution. Selon les normes Algériennes, les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau suivant.

Tableau 11 : Normes de rejets dans un milieu récepteur (J.O.R Algérien, 2006)

Paramètres	Unités	Valeurs limites
DBO ₅	mg/l	35
M.E.S	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Nt	mg/l	30

III.1.6 Récapitulatif sur les données de base :

Le tableau suivant résume toutes les données de base nécessaires que nous possédons :

Tableau 12 : Récapitulatif des données de base.

Les données de base	
Horizon	2045
Population en 2045 (habitants)	43 184
Les débits	
Débit moyen journalier en eau potable (m ³ /j)	4535
Débit moyen journalier en eau usée (m ³ /j)	3628
Débit moyen horaire (m ³ /h)	151
Débit de pointe (m ³ /h)	285
Les rations utilisées pour l'estimation des charges polluantes	
DBO (g/hab/j)	54
M.E.S(g/hab/j)	70
DCO (g/hab/j)	130
Nt (g/hab/j)	12.5
Les charges polluantes (charges et concentration)	
La charge en DBO (kg/j)	2332
La charge en M.E.S (kg/j)	3023
La charge en DCO (kg/j)	5614
La charge en azote total (Nt) (kg/j)	540
La concentration en DBO (mg/l)	643
La concentration en M.E.S (mg/l)	833
La concentration en DCO (mg/l)	1547
La concentration en azote total (Nt) (mg/l)	149
L'indice de biodégradabilité	2.4

III.2. Prétraitement :

Le prétraitement est un processus de traitement physique, placé toujours en amont de la station dans le but d'empêcher les matières grossières de passer qui peuvent perturber et endommager les équipements ultérieurs.

La chaîne de prétraitement est constituée par les opérations suivantes :

- ❖ Dégrillage.
- ❖ Dessablage- déshuilage.

III.2.1. Dégrillage :

Le dégrillage consiste à séparer les eaux brutes des matériaux les plus volumineuses en laissant passer l'effluent d'entrée à travers des grilles formées de barreaux dont l'espacement varie suivant la nature de l'effluent.

III.2.1.1. Les type de dégrilleurs :

III.2.1.1.1. Les dégrilleurs manuels :

Utilisées généralement dans les petites stations, là où on n'a pas d'importants débits, le nettoyage est assuré par un râteau avec l'intervention d'un ouvrier.



Figure 24 : Un dégrilleur manuel avec un râteau [13].

2.1.1.2 Les dégrilleurs mécaniques :



Figure 25 : Dégrilleur mécanique droit (photo prise dans la STEP de Timmimoun).

Conçu généralement pour les stations à grandes débits, les dégrilleurs mécaniques offrent un auto-nettoyage c'est-à-dire sans l'intervention de l'ouvrier. Le dégrilleur est équipé d'un moteur électrique et des capteurs de niveaux qui détectent la variation du niveau d'eau en amont et en aval du dégrilleur, si le niveau d'eau en amont est plus important que l'aval, la machine déclenche le nettoyage automatiquement.

III.2.1.2. Calculs du dégrilleur :

Les eaux usées sont arrivées à la station via deux stations de relevages qui possèdent déjà des dégrilleurs grossiers. Cela justifie mon choix de faire qu'un seul dégrilleur de type fin à l'entrée de la station.

III.2.1.2.1. L'estimation des pertes de charges causées par le dégrilleur [17] :

$$\Delta h = \beta \left(\frac{e}{E} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

- Δh : perte de charge (m).
- β : Coefficient dépendant de la forme des barreaux.
- $\beta = 1.79$ pour les barreaux de section ronde et $\beta = 2.42$ pour les barreaux de section rectangulaire [18].
- E : Espace entre-barreaux (cm).
- e : épaisseur des barreaux (cm).
- v : la vitesse de passage dans le dégrilleur.
- g : l'accélération de pesanteur (m/s^2), $g = 9,81 m/s^2$.
- α : Angle de l'inclinaison du dégrilleur.

$$\Delta h = 1.79 \left(\frac{0.8}{1} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.5^2}{2 \times 9.81} \sin 90$$

Δh (barreaux ronde) = 0.0169 m = **16.9 mm.**

$$\Delta h = 2.42 \left(\frac{0.8}{1} \right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0.5^2}{2 \times 9.81} \sin 90$$

Δh (barreaux rectangulaire) = 0.0229 m = **22.9 mm.**

Cela justifie mon choix de m’orienter vers un dégrilleur fin avec des barreaux de forme ronde avec les caractéristiques mentionnées dans le tableau au-dessous :

Tableau 13 : Les caractéristiques du dégrilleur proposée.

Nombre total des dégrilleurs	02
Nombre des dégrilleurs de secours	01
Type de dégrilleur de secours	manuel
Forme des barreaux	ronde
E (Espace entre-barreaux)	1 cm.
e (épaisseur des barreaux)	0.8 cm.
V (la vitesse de passage dans le dégrilleur)	0.5 m/s
α (Angle de l’inclinaison du dégrilleur)	90°
C (coefficient de colmatage)	0.5

III.2.1.2.2. Calcul de la surface du dégrilleur :

$$S = \frac{Qp \times \sin \alpha}{V \times \theta \times C} \dots\dots\dots (III.12)$$

Où :

- **Qp** : le débit de pointe.
- **α** : Angle de l’inclinaison du dégrilleur.
- **V** : la vitesse de passage dans le dégrilleur.
- **C** : le coefficient de colmatage.
- **θ** : la fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\theta = \frac{E}{e+E} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

- E : Espace entre-barreaux.
- e : épaisseur des barreaux (cm).

Qp= 285 m³/h= 0.079 m³/s.

$$\theta = \frac{1}{1+0.8} = 0,55$$

$$S = \frac{0.079 \times 1}{0.5 \times 0.55 \times 0.5} = 0.57 \text{ m}^2$$

III. 2.1.2.3. Calcule de la largeur du dégrilleur :

$$L = \frac{S}{h_{max}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

- **L** : la largeur du dégrilleur (m).
- **S** : la surface du dégrilleur (m²).
- **h_{max}** : hauteur maximale admissible sur le dégrilleur. (m).

Nous prenons $h_{max} = 0.8 \text{ m}$

$$L = \frac{0.57}{0.8} = 0.7 \text{ m.}$$

III.2.1.4. L'estimation du volume des déchets retenus par le dégrilleur :

L'estimation est faite à la base des estimations internationale de déchets récupérés par le dégrilleur pour chaque habitant par an.

Le volume des déchets retenus par le dégrilleur à l'horizon de 2045 [13] :

$$V(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{\text{Nombre d'habitants (2045)} \times V_r}{365(\text{jours})} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

V_r : le volume retenu

Pour les dégrilleurs fin le V_r varie de 5 à 10 l/an/hab [13].

Nous prenons $V_r = 7 \text{ l/hab/an}$.

$$V = \frac{43184 \times 7 \times 10^{-3}}{365} = 0.83 \text{ m}^3/\text{j.}$$

III.2.1.5. Récapitulatif sur le dimensionnement du dégrilleur :

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur

Tableau 14 : Récapitulatif sur le dégrilleur dimensionnée

Dégrilleur		
Paramètres	Unité	L'horizon 2045
Nombre total des dégrilleurs	/	02
Forme des barreaux	/	ronde
α (Angle de l'inclinaison du dégrilleur)	°	90
E (Espace entre-barreaux)	cm	01
e (épaisseur des barreaux)	cm	0.8
La hauteur maximale admissible (h_{max})	m	0.8
La largeur	m	0.7
La surface	m ²	0.57
Les pertes de charges	mm	16.9
volume des déchets retenus	m ³ /j	0.83

III.2.2. Dessableur-déshuileur :

A l'issue de l'étape de dégrillage, les huiles et les graisses ainsi que les particules minérales devront être séparées de l'effluent dans le dessableur-déshuileur, ce dernier est un bassin placé en amont des bassins de traitement, dans lequel l'effluent passe avec une vitesse et un temps de séjours précis permettent aux particules minérales dont la densité est bien supérieur à celle de l'eau et des matières organique de ce décanté dans le fond ainsi que les graisses flottent en surface.

III.2.2.1. Le rôle du dessableur-déshuileur :

Le rôle du dessableur-déshuileur est de retenir les matières minérales lourdes ainsi que les huiles et les graisses.

III.2.2.2. Le but de dessabler-déshuiler les eaux brutes :

L'élimination des sables et des graisses permet d'évité :

- ❖ La perturbation du fonctionnement des pompes.
- ❖ Les flottantes en surface.
- ❖ La difficulté de traitement des boues.
- ❖ Les dépôts dans les bassins.
- ❖ un encrassement prématuré des bassins en avale.

III.2.2.3. Calculs du dessableur-déshuileur :

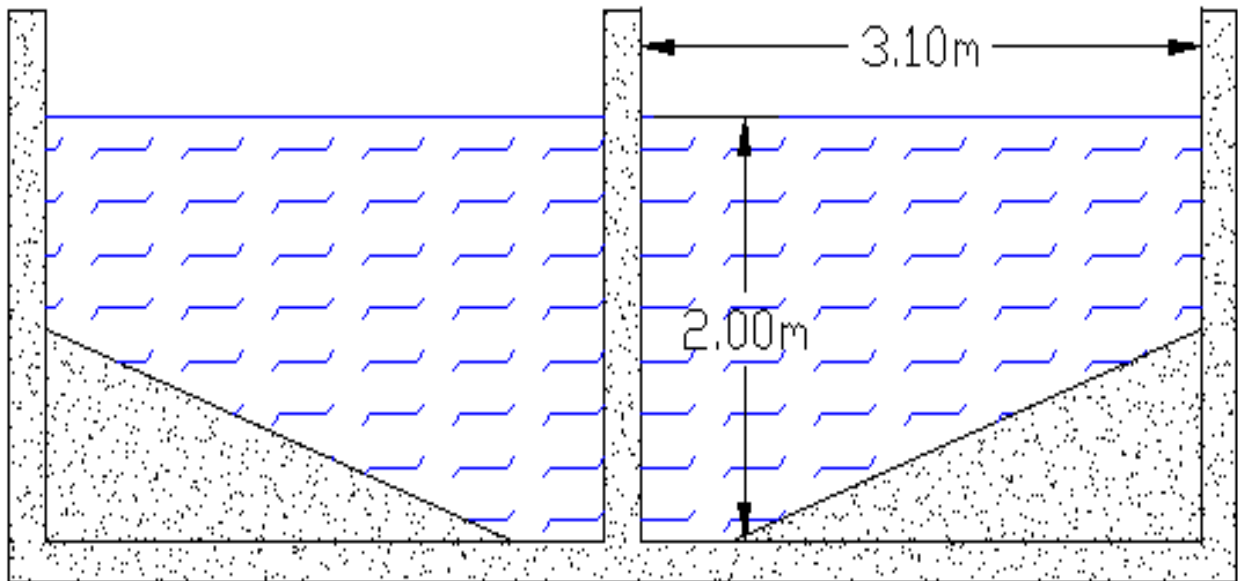


Figure 26 : Coupe en travers du dessableur-déshuileur rectangulaire (AutoCAD)

L’ouvrage est composé de deux ouvrages de types canaux, Ceci permet d’avoir un ouvrage en fonctionnement et un autre en maintenance.

Les canaux de dessablage sont isolables séparément par mise en place de vannes.

Les particules de sables accumulées au fond de l’ouvrage sont reprises manuellement après isolement d’un canal. Cette opération est facilitée par réalisation d’un fond incliné afin de faire précipiter les particules sur un côté.

Les graisses et les huiles sont raclées manuellement vers une fosse.

Pour assurer la sédimentation, on fera référence avec le rapport suivant :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_c} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

- ✚ L : la longueur du bassin.
- ✚ H : la hauteur d’eau dans le bassin.
- ✚ V_e : la vitesse d’écoulement (vitesse horizontale).
- ✚ V_c : vitesse de chute.

Pour le dimensionnement du bassin rectangulaire nous prenons [13] :

- ✚ $\frac{L}{l} = 3$
- ✚ $H = 2 \text{ m } (1 \leq H \leq 2.5)$
- ✚ $V_c = 10 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h } (10 \leq V_c \leq 15)$.

III.2.2.3.1. La surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

$$Q_p = 285 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$V_c = 10 \text{ m/h}.$$

$$S_h = \frac{285}{10} = 28.5 \text{ m}^2.$$

$$S_h = \mathbf{28.5 \text{ m}^2}.$$

III.2.2.3.2. La largeur du dessableur-déshuileur :

$$\frac{L}{l} = 3 \text{ Donc : } L = 3l$$

$$S_h = L \times l \text{ Donc : } S_h = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{3}} = \sqrt{\frac{28.5}{3}}$$

$$l = \mathbf{3.1 \text{ m}}.$$

III.2.2.3.3. La longueur du dessableur-déshuileur :

$$L = 3 \times l = 3 \times 3.1$$

$$L = \mathbf{9.3 \text{ m}}.$$

III.2.2.3.4. Le volume du dessableur-déshuileur :

$$V = S_h \times H \dots\dots\dots (III.18)$$

$$V = S_h \times H = 28.5 \times 2$$

$$V = \mathbf{57 \text{ m}^3}.$$

Lorsque les deux procédés sont conçus dans le même ouvrage, il faut prendre en compte la

$$\text{que : } \mathbf{1.25 \text{ m}} \leq \frac{\text{Volume (m}^3\text{)}}{\text{Surface (m}^2\text{)}} \leq \mathbf{2.5 \text{ m}}$$

$$\text{Dans notre cas : } \frac{\text{Volume}}{\text{Surface}} = \frac{57}{28.5} = 2$$

Donc la condition est vérifiée.


III.2.2.3.5. Le temps de séjour :


Selon Sadowski le temps de séjour : ($5 \leq H \leq 20$) [19].

Il est vérifié par la formule suivante :

$$t_s = \frac{V}{Q_P} \dots \dots \dots \text{(III.19)}$$

Avec :

 V : volume du bassin.

 Qp : débit de pointe en m³/s.

$$t_s = \frac{34.2}{0.079} = 721.5 \text{ s} = 12 \text{ minutes.}$$

Donc, la condition de temps de séjour est vérifiée.

III.2.2.3.6. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur-déshuileur :

Le *dessableur-déshuileur* élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées [20]. La matière minérale représente 30% de la charge en matière en suspension (MES), les 70% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS).

- Les matières minérales totales (MM) :
= $0,30 \times 3023 = 907 \text{ kg/j.}$
- Les matières volatiles en suspension (MVS) :
= $0,70 \times 3023 = 2116 \text{ kg/j.}$
- Les matières minérales éliminées par le dessableur-déshuileur (MMe) :
= $0,8 \times 907 = 726 \text{ kg/j.}$
- Les matières minérales à la sortie du dessableur-déshuileur (MMs) :
= $907 - 726 = 181 \text{ kg/j.}$
- Les MES Sortant du dessableur-déshuileur (MESs) :
= $2116 + 181 = 2297 \text{ kg/j.}$

III.2.2.4. Récapitulatif sur le dimensionnement du dessableur-déshuileur :

Le tableau suivant résume tous les paramètres dans le dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Tableau 15 : Récapitulatif sur le dessableur-déshuileur :

Dessableur-déshuileur		
<i>Paramètres</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon 2045</i>
Surface horizontale (S_h)	m²	28.5
Profondeur d'eau (P)	m	2
Volume (V)	m³	57
Longueur (L)	m	9.3
Largeur (I)	m	3.1
Temps de séjour (t_s)	Minutes	12
Les matières minérales éliminées par dessableur-déshuileur (MME)	Kg/j	726
Les matières en suspension à la sortie du <i>dessableur-déshuileur</i> (MESs)	Kg/j	2297

III.3. Le traitement biologique

Dans cette phase de traitement biologique, nous allons faire le dimensionnement pour deux variantes :

- ✚ variante "1" pour le lagunage naturel ;
- ✚ variante "2" pour le lagunage aéré.

III.3.1. Variante "1" : le lagunage naturel

Pour assurer le bon fonctionnement de la STEP, nous préconisons deux lignes en parallèles, comprenant chacune :

- ❖ Bassin anaérobique.
- ❖ Bassin facultatif.
- ❖ Bassin de finition.

Les bassins sont prévus avec des interconnexions d'une ligne à l'autre, ce qui permettra d'isoler un bassin pour les besoins de maintenance, en particulier pour l'évacuation des matières décantées.

D'après les données de l'ONM, les températures moyennes mensuelles sont montrées dans le graphe suivant pour la série d'années de 1993-2008 (figure 25).

Donc selon le graphe, la température moyenne mensuelle la plus faible est celle du mois de Janvier qui est égale à 14 °c, nous allons utiliser cette température comme étant le cas le plus défavorable

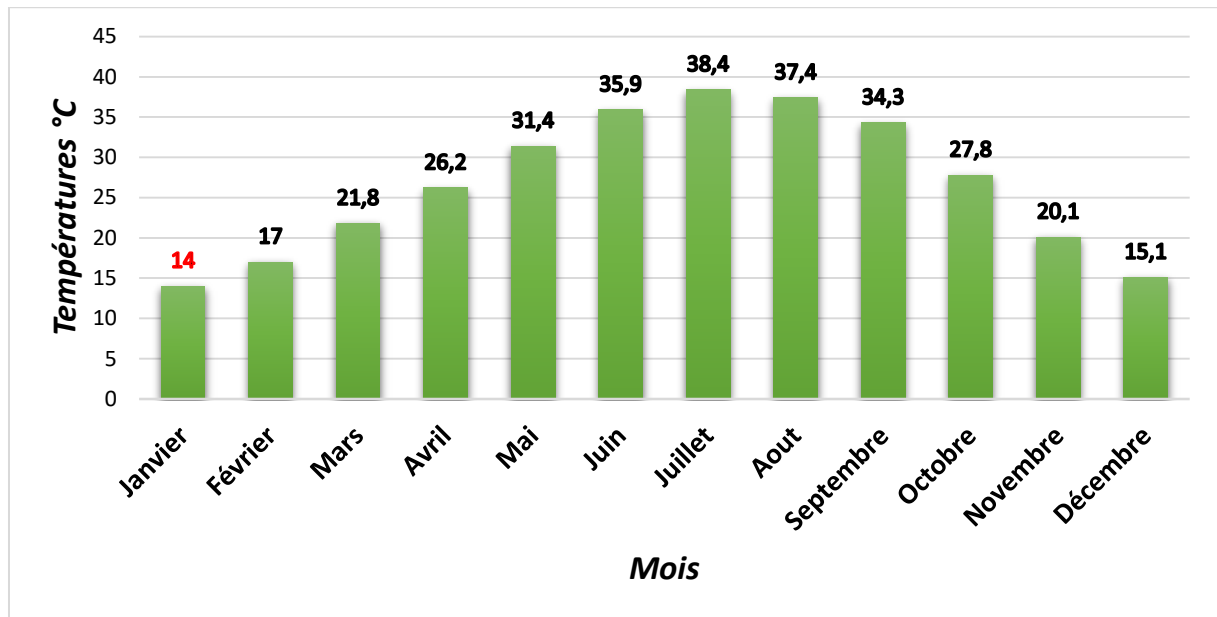


Figure 27 : Les températures moyennes mensuelles (1993-2008)

Pour le dimensionnement nous utilisons la température de l’eau. Elle est supérieure à celle de l’eau de 2 à 4 °c.

D’où la température de dimensionnement sera égale à 16 °c.

III.3.1.1. Le dimensionnement du bassin anaérobie :

On prévoit deux bassins anaérobies en parallèle :

III.3.1.1.1. Calcul des surfaces :

- La surface totale :

La surface totale des deux bassins est dimensionnée par la formule ci-dessous [21] :

$$S_T = \frac{\text{Charge brute } DBO_5}{C_v \times P} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

- ST : La surface total des deux bassins anaérobie.
- Cv : La charge volumique (g/m³/j).
- P : la profondeur d’eau, prise égale à 3.5m (2.5 ≤ P ≤ 4.5)

La valeur de la charge volumique varie selon les conditions climatiques car le processus du traitement biologique est fortement affecté par la température.

La charge volumétrique applicable dépend de la température, et peut estimer selon le tableau suivant (Mara et Pearson 1998) :

Tableau 16 : L'estimation de la charge volumique en fonction de la température.

Température (°C)	Charge volumique (g/m ³ .j)
< 10	100
10-20	20T-100
20-25	10T+100
> 20	350

Alors d'après le tableau on utilise la formule suivante [22] :

$$C_v = 20T - 100 \dots \dots \dots (III.21)$$

Donc :

$$C_v = (20 \times 16) - 100$$

$$C_v = 220 \text{ (g/m}^3\text{/j)}$$

Alors :

$$S_T = \frac{2332 \times 10^3}{220 \times 3.5}$$

$$S_T = 3029 \text{ m}^2.$$

▪ **La surface unitaire :**

La surface unitaire de chaque bassin S(U) sera égale à :

$$S(U) = \frac{S_T}{2} = \frac{3029}{2}$$

$$S(U) = 1514.5 \text{ m}^2.$$

III.3.1.1.2. Calcul de la largeur totale (l) :

Le bassin anaérobie est de forme rectangulaire :

$$\frac{L}{l} = 3 \text{ Donc : } L = 3l$$

$$S_T = L \times l \text{ Donc : } S_T = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S_T}{3}} = \sqrt{\frac{3029}{3}}$$

$$l = 31.8 \text{ m.}$$

III.3.1.1.3. Calcul de la longueur totale (L) :

$$L = 3l \qquad L = 3 \times 31.8 \qquad L = 95.4 \text{ m.}$$

III.3.1.1.4. Calcul des volumes :

- **Le volume des deux bassins (sans boue) :**

Le volume des deux bassins est dimensionné par la formule ci-dessous [22] :

$$V = S_T \times P \dots\dots\dots (III 3.22)$$

$$V = 3029 \times 3.5$$

$$V = 10\ 602 \text{ m}^3.$$

- **Le volume des boues :**

$$V_b = Population \times Pr \times Fc \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

- ✚ **Pr** : La production annuelle moyenne de boues dans les bassins anaérobies.
- ✚ **Fc** : La fréquence de curage.

La production annuelle moyenne de boues dans les bassins anaérobies ($P_b = 40 \text{ l/hab/an}$), ainsi pour une fréquence de curage de deux ans ($F_c = 2$), le volume de boues (V_b) égale :

$$V_b = 43181 \times (40 \times 10^{-3}) \times 2$$

$$V_b = 3454.5 \text{ m}^3.$$

- **Le volume total :**

Le volume total du bassin anaérobie est calculé comme ci-dessous : [22] :

$$V_T = V_b + V \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

- ✚ **V_T** : le volume total du bassin anaérobie.
- ✚ **V** : le volume des deux bassins anaérobie sans boue.
- ✚ **V_b** : le volume des boues produites.

Donc :

$$V_T = 3454.5 + 10602$$

$$V_T = 14\ 057 \text{ m}^3.$$

▪ **Le volume unitaire :**

Le volume unitaire de chaque bassin V(U) sera égale à :

$$V(U) = \frac{V_T}{2} = \frac{14\ 057}{2}$$

V(U) = 7028.5 m³.

III.3.1.1.5. Calcul du temps de séjour :

Le temps de séjour hydraulique dans les bassins anaérobies est déduit à partir de la relation [23] :

$$ts = V_T / Qj_{EU} \dots \dots \dots \text{(III.25)}$$

t_s = $\frac{14057}{3628} = 4$ jours.

III.3.1.1.6. Calcul du rendement d'élimination du bassin anaérobie (R) :

Les pourcentages d'élimination de la DBO₅ peuvent être calculés selon le tableau suivant (Mara et Pearson 1998) :

Tableau 17 : L'estimation des % d'élimination de la DBO₅ en fonction de la température.

Température (°C)	DBO ₅ éliminée %
< 10	40
10-20	2T+20
20-25	2T+20
> 20	70

Donc d'après ce tableau :

R= 2T+20 = (2× 16) +20=

R=52%.

III.3.1.1.7. Calcul de la concentration de la DBO₅ sortie du bassin anaérobie :

La concentration de la DBO₅ sortie du bassin anaérobie est estimée par la relation suivante [23] :

$$[DBO_5]_S = (1 - R) \times [DBO]_E \dots \dots \dots \text{(III.26)}$$

[DBO₅]_S= (1-0.52) × 643

$[DBO_5]_S = 308.64 \text{ mg/l}$

III.3.1.1.8. Calcul de la charge de la DBO₅ sortie du bassin anaérobie :

La charge de la DBO₅ sortie du bassin anaérobie est estimée par la relation suivante [22] :

$$C(DBO_5)_S = (1 - R) \times C(DBO_5)_E \dots\dots\dots (III.27)$$

$$C_{(DBO_5)S} = (1 - 0.52) \times 2332$$

$$C_{(DBO_5)S} = 1119.36 \text{ kg/j.}$$

III.3.1.1.9. Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin anaérobie :

Tableau 18 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin anaérobie :

Bassin anaérobie		
<i>Paramètres</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon 2045</i>
Nombre des bassins	/	02
Surface totale (S _T)	m ²	3029
Surface unitaire (S _U)	m ²	1514.5
Longueur (L)	m	95.4
Largeur (l)	m	31.8
Profondeur d'eau (P)		3.5
Volume des boues produites (V _B)	m ³	3454.5
Volume total (V _T)	m ³	14 057
Volume unitaire (V _U)	m ³	7028.5
Temps de séjour (t _s)	jours	4
La concentration de la DBO ₅ sortie du bassin anaérobie	mg/l	308.64
La charge de la DBO ₅ sortie du bassin	kg/j	1119.36

III.3.1.2. Le dimensionnement du bassin facultatif :

Il se trouve en aval du bassin anaérobie, dans ce dernier se déroule l'essentiel de la bio-épuration grâce à une synergie algo-bactérienne [23].

On prévoit deux bassins facultatifs en parallèle.

III.3.1.2.1. Calcul des surfaces :

▪ **La surface totale :**

La surface totale des deux bassins est dimensionnée par la formule ci-dessous :

$$S_T = \frac{\text{Charge brute } DBO_5 \text{ sortie du bassin facultatif}}{C_s} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

Avec :

✚ ST : La surface total des deux bassins facultatifs.

✚ Cs : La charge surfacique (kg /ha/j)

La charge surfacique est calculée par la formule suivante [22] :

$$Cs = 350 \times (1.107 - 0.002 \times T_{air})^{T_{eau}-25} \dots\dots\dots \text{(III.29)}$$

Avec :

$$T_{air} = 14^\circ\text{c.} \qquad T_{eau} = 16^\circ\text{c.} \qquad C_s = 176.55 \text{ (kg /ha/j) .}$$

Donc :

$$S_T = \frac{1119.36(kg/j)}{176.55 (kg/ha/j)}$$

ST= 6.34 ha = 63 400 m².

▪ **La surface unitaire :**

La surface unitaire de chaque bassin S(U) sera égale à :

$$S(U) = \frac{S_T}{2} = 3.17 \text{ ha}$$

III.3.1.2.2. Calcul de la largeur totale (l) :

Le bassin anaérobie est de forme rectangulaire :

$$\frac{L}{l} = 3 \text{ Donc : } L = 3l \qquad S_T = L \times l \text{ Donc : } S_T = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S_T}{3}} = \sqrt{\frac{63400}{3}} \qquad \mathbf{l = 145.3 \text{ m.}}$$

III.3.1.2.3. Calcul de la longueur totale (L) :

$$L = 3l \qquad L = 3 \times 145.3$$

$$L = 435.9 \text{ m.}$$

III.3.1.2.4. Calcul des volumes :

▪ **Le volume total :**

Le volume total des deux bassins est dimensionné par la formule ci-dessous [21] :

$$V = S_T \times P \dots\dots\dots \text{(III.30)}$$

Fixant le P= 1.5m :

$$V = 63400 \times 1.5$$

$$V = 95\ 100 \text{ m}^3.$$

▪ **Le volume unitaire :**

Le volume unitaire de chaque bassin V(U) sera égale à :

$$V(U) = \frac{V_T}{2} = \frac{95100}{2}$$

$$V(U) = 47\ 550 \text{ m}^3.$$

III.3.1.2.5. Calcul du temps de séjour :

Admettant bien que le bassin est 100% étanche, le temps de séjour du bassin facultatif sera calculé par la formule suivante [22] :

$$ts = \frac{V_T}{2Q_{JEU} - (e \times S_T) \dots\dots\dots \text{(III.31)}}$$

Avec :

- ✚ VT : volume total du bassin facultatif.
- ✚ Q_p : Débit à de pointe.
- ✚ e : Taux d'évaporation la plus défavorable (m).
- ✚ S_T : Surface totale du bassin.

D'après les données de l'ONM, les évaporations moyennes journalières sont montrées dans le graphe suivant pour la série d'années (1993-2008) :

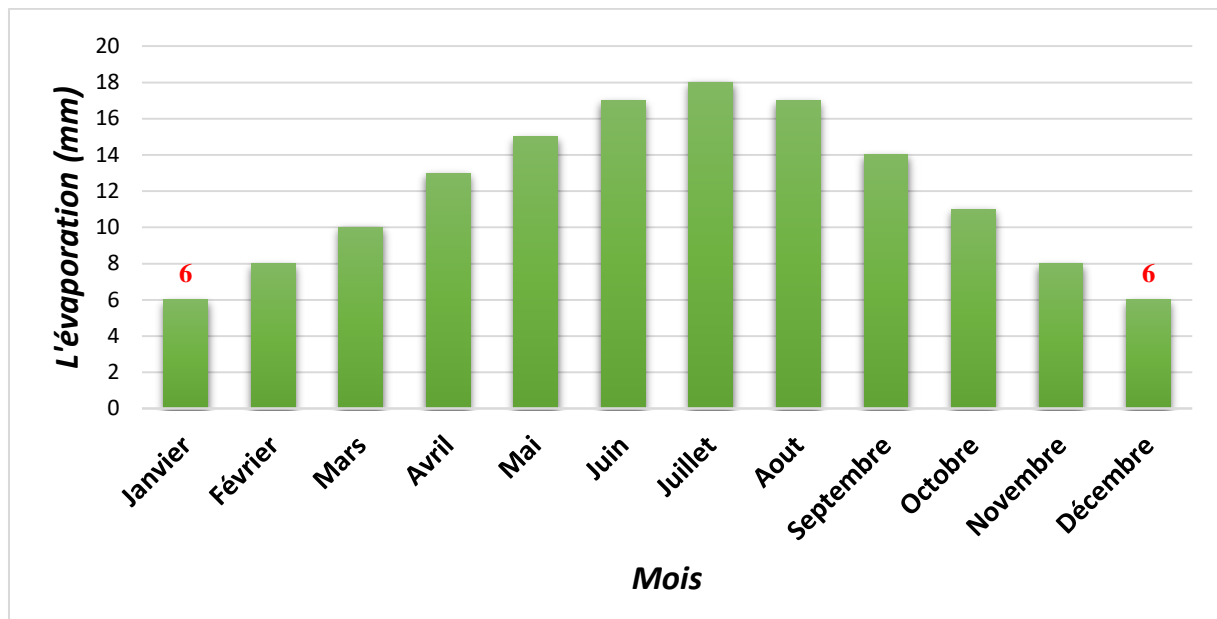


Figure 28 : Les évaporations moyennes journalières mensuelles (1993-2008)

Donc selon le graphe, l'évaporation la plus faible est celle du mois de Janvier et Décembre qui est égale à 6 mm / jour, nous allons utiliser cette évaporation comme étant le cas le plus défavorable.

Et donc :

$$t_s = \frac{95100}{2 \times 3628 - (0.006 \times 63400)} = 14 \text{ jours.}$$

III.3.1.2.6. Calcul du rendement d'élimination du bassin facultatif (R) :

Selon MARA, le rendement d'élimination du bassin facultatif (R) est donné par [21] :

$$R = \frac{1}{(1 + K \times t_s)} \dots \dots \dots \text{(III.32)}$$

Avec K : cinétique de disparition de la matière organique, donnée par le modèle de MARA comme suit :

$$K = 0.1 \times (1.05)^{T-20} \text{ Avec } T = 16^\circ\text{c.} \qquad K = 0.082$$

Donc : **R = 47 %**

III.3.1.2.7. Calcul de la concentration de la DBO₅ sortie du bassin facultatif :

$$[DBO_5]_S = (1 - R) \times [DBO]_E$$

$$[DBO_5]_s = (1-0.47) \times 308.64$$

$$[DBO_5]_s = 163.6 \text{ mg/l.}$$

III.3.1.2.8. Calcul du volume d'eau sortie du bassin facultatif (Q_{s.f}) :

Le volume d'eau sortie du bassin facultatif est estimé par la relation suivante [21] :

$$Q_{s.f} = Qj_{EU} - (e \times S_T) \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

e : l'évaporation = 0.006m

ST : la surface totale du bassin facultatif = 63 400 m²

Donc :

$$Q_{s.f} = 3628 - (0.006 \times 63400)$$

$$Q_{s.f} = 3247.6 \text{ m}^3/\text{j.}$$

III.3.1.2.9. Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin facultatif :

Tableau 19 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin facultatif :

Bassin facultatif		
<i>Paramètres</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon 2045</i>
Nombre des bassins	/	02
Surface totale (S _T)	ha	6.34
Surface unitaire (S _U)	ha	3.17
Longueur (L)	m	435.9
Largeur (l)	m	145.3
Profondeur d'eau (P)	m	1.5
Volume total (V _T)	m³	95 100
Volume unitaire (V _U)	m³	47 550
Temps de séjour (t _s)	jours	14
La concentration de la DBO5 sortie du bassin facultatif	mg/l	163.6
Le volume d'eau sortie du bassin facultatif	m³/j	3247.6

III.3.1.3 Le dimensionnement du bassin de maturation :

III.3.1.3.1 Calcul des volumes :

- **Le volume total :**

Le dimensionnement des bassins de maturation est basé surtout sur le temps de séjours hydraulique et l'élimination des germes pathogènes.

Le volume des deux bassins de maturation est calculé à partir de la formule ci-dessous :

$$V_T = Q_{S.f} \times t_s \dots\dots\dots (III.34)$$

Le temps de séjour de l'influent dans les bassins de maturation varie de (4 à 6 jours), il est pris égale à 5 jours [23].

$$V_T = 3247.6 \times 5$$

$$V_T = 16\,238 \text{ m}^3.$$

- **Le volume unitaire :**

Le volume unitaire de chaque bassin V(U) sera égale à :

$$V(U) = \frac{V_T}{2} = \frac{16\,238}{2}$$

$$V(U) = 8119 \text{ m}^3.$$

III.3.1.3.2. Calcul des surfaces :

- **La surface totale :**

Les bassins de maturation ont une profondeur comprise entre 1 à 1.5m, La profondeur est prise égale à 1m [21]. La surface des bassins de maturation sera égale à :

$$S_T = V_T / P \dots\dots\dots (III.35)$$

La profondeur est prise égale à 1m, d'où :

$$S_T = 16238 / 1$$

$$S_T = 16\,238 \text{ m}^2.$$

- **La surface unitaire :**

La surface unitaire de chaque bassin S(U) sera égale à :

$$S(U) = \frac{S_T}{2} = \frac{16238}{2}$$

$$S(U) = 8119 \text{ m}^2.$$

III.3.1.3.3. Calcul de la largeur totale (l) :

Le bassin de maturation est de forme rectangulaire, et pour des raisons de bonne conception on prend la largeur du bassin facultatif comme étant la largeur du bassin de maturation donc

$$l = 145.3 \text{ m.}$$

III.3.1.3.4. Calcul de la longueur totale (L) :

$$S_T = L \times l \text{ Donc : } L = \frac{S_T}{l}$$

$$L = 111.75 \text{ m}$$

III.3.1.3.5. Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de maturation :

Tableau 20 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de maturation :

Bassin de maturation		
<i>Paramètres</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon 2045</i>
Nombre des bassins	/	02
Surface totale (S _T)	m²	16 238
Surface unitaire (S _U)	m²	8119
Longueur (L)	m	111.75
Largeur (l)	m	145.3
Profondeur d'eau (P)	m	1
Volume total (V _T)	m³	16 238
Volume unitaire (V _U)	m³	8119
Temps de séjour (t _s)	jours	5

III.3.2. Variante "2" : lagunage aéré

Pour assurer le bon fonctionnement de la STEP, nous préconisons deux lignes en parallèles, comprenant chacune :

- ❖ Bassin aéré.
- ❖ Bassin de finition.

Les bassins sont prévus avec des interconnexions d'une ligne à l'autre, ce qui permettra d'isoler un bassin pour les besoins de maintenance, en particulier pour l'évacuation des matières sédimentées.

III.3.2.1. Le dimensionnement du bassin d'aération [24] :

III.3.2.1.1. La correction de la constante d'épuration :

La constante de dégradation de la pollution organique par les bactéries dépend de la température. Elle est donnée par l'équation suivante :

$$K_{T0} = K_{20} \times \Theta^{T^{\circ}-20^{\circ}} \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

✚ **K_{20°}** : Constante d'épuration des eaux usées domestique à 20°C (**K_{20°} = 2.5 j⁻¹**).

✚ **Θ** : Coefficient de température (**Θ = 1.06**).

Pour notre cas la température moyenne mensuelle la plus faible de la série (1993-2008) est celle du mois du Janvier (T°=14°C).

Donc : $K_{14} = 2.5 \times 1.06^{14-20}$

$K_{14} = 1.76 \text{ j}^{-1}$

III.3.2.1.2. Calcul du temps de séjour :

D'après la formule de Marais :

$$ts = \frac{[DBO_5]_E - [DBO_5]_S}{K_{14} \times [DBO_5]_S} \dots\dots\dots (III.37)$$

On suppose que le rendement d'épuration égal à 90 %. La concentration de la DBO5 à la sortie du bassin $[DBO_5]_s = (1-0.9) \times 643 = 64.3 \text{ mg/l}$.

D'où : $ts = \frac{643-64.3}{1.76 \times 64.3} = 5 \text{ jours}$.

III.3.2.1.3. Calcul des volumes :

- **Le volume des deux bassins :**

Le volume des deux bassins est dimensionné par la formule suivante :

$$V = QJ_{EU} \times ts \dots\dots\dots (III.38)$$

$V = 3628 \times 5$

$V = 18\ 140 \text{ m}^3$.

- **Le volume unitaire :**

Le volume unitaire de chaque bassin V(U) sera égale à :

$$V(U) = \frac{V_T}{2} = \frac{18140}{2}$$

V(U) = 9070 m³.

III.3.2.1.4. Calcul des surfaces :

- **La surface totale :**

La surface totale des deux bassins est dimensionnée par la formule ci-dessous :

$$S_T = V / H \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

H : hauteur d'eau dans les bassins (généralement fixée de 2.5 à 4 m, On prend H = 3 m).

Donc : $S_T = \frac{18140}{3} = 6046.6 \text{ m}^2$

- **La surface unitaire :**

La surface unitaire de chaque bassin S(U) sera égale à :

$$S(U) = \frac{S_T}{2} = 3023.3 \text{ m}^2$$

III.3.2.1.5 .Calcul de la largeur totale (l) :

Le bassin d'aération est de forme rectangulaire :

$$\frac{L}{l} = 3 \text{ Donc : } L = 3l$$

$$S_T = L \times l \text{ Donc : } S_T = 3l^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S_T}{3}} = \sqrt{\frac{6046.6}{3}}$$

l = 44.9 m.

III.3.2.1.6. Calcul de la longueur totale (L) :

$$L = 3l$$

$$L = 3 \times 44.9$$

L = 134.7 m.

III.3.2.1.7. Besoins en O₂ :

$$q \cdot O_2 = \alpha' \times QJ_{EU} \times L_e \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

a' : coefficient constant entre (0.5 et 0.66), on le prend égale à 0.65.

Le : $[DBO_5]_E - [DBO_5]_S = 643 - 64.3$

$Le = 578.7 \text{ mg/l} = 0.5787 \text{ kg/m}^3$

D'où : $q \cdot O_2 = 0.65 \times 3628 \times 0.5787$

$q \cdot O_2 = 1364.7 \text{ kg } O_2/\text{j}$.

- **Besoins en O_2 standards $q'(O_2)$:**

$$q'(O_2) = \frac{q \cdot O_2 \text{ (kg/h)}}{\text{facteur correctif}} \dots\dots\dots \text{(III.41)}$$

Avec :

✚ $q \cdot O_2 = 56.9 \text{ kg } O_2/\text{h}$.

✚ facteur correctif = 70 %

D'où : **$q'(O_2) = \frac{56.9}{0.7} = 81.3 \text{ kg } O_2/\text{h}$**

- **La quantité moyenne d'oxygène consommée :**

La quantité moyenne d'oxygène consommée par 1 kg DBO5 éliminée (qmO_2) :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$(qm \text{ } O_2 / 1 \text{ kg } DBO_5) = \frac{q'(O_2)}{Le \times QJ_{EU}} \dots\dots\dots \text{(III.42)}$$

D'où : $(qm \text{ } O_2 / 1 \text{ kg } DBO_5) = \frac{81.3 \times 24}{0.5787 \times 3628} = 0.92 \text{ } O_2 / \text{ kg } DBO_5 \text{ éliminé}$

- **La quantité moyenne d'oxygène consommée par la DBO5 (Qm) :**

La quantité moyenne d'oxygène totale consommée par la DBO5 dans le tout le bassin :

$Qm = 0.92 \times 2332 = 2145.44 \text{ kg } O_2 / \text{j}$

III.3.2.1.8. La puissance totale des aérateurs (P_a) :

$$P_a = \frac{q'(O_2)}{\text{l'apport spécifique}} \dots\dots\dots \text{(III.43)}$$

Avec :

L'apport spécifique = 1.4 kg O_2 / h / kW

D'où : **$P_a = \frac{81.3}{1.4} = 58 \text{ kW}$.**

III.3.2.1.9. La puissance unitaire des aérateurs P_a (U) :

Je propose de faire 4 aérateurs pour chaque bassin pour assurer une bonne aération. Donc la puissance de chaque bassin sera :

$$P_a (U) = \frac{58}{8} = 7.25 \text{ kW} \dots \text{(III.44)}$$

III.3.2.1.10. Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin d'aération :

Tableau 21 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin d'aération :

Bassin d'aération		
Paramètres	Unité	Horizon 2045
Nombre des bassins	/	02
Surface totale (S_T)	m^2	6046.6
Surface totale (S_U)	m^2	3023.3
Longueur (L)	m	134.7
Largeur (I)	m	44.9
Profondeur d'eau (P)	m	3
Volume total (V_T)	m^3	18 140
Volume total (V_U)	m^3	9070
Le temps de séjour (t_s)	jours	5
Besoins en O_2 standards $q'(O_2)$	kg O_2 /h	81.3
Quantité moyenne d'oxygène consommée par la DBO_5 (Q_m)	kg O_2 /j	2145.44
Puissance totale des aérateurs (P_a)	kW	58
Puissance unitaire des aérateurs P_a (U)	kW	7.25

III.3.2.2. Le dimensionnement du bassin de finition [24] :

III.3.2.2.1. Calcul du temps de séjour :

Le temps de séjour dans les bassins de finition varie de 2 à 3 jours. On prend : $t_s = 3$ jours.

III.3.2.2.2. Calcul des volumes :

- **Le volume des deux bassins :**

Le volume des deux bassins est dimensionné par la formule suivante :

$$V = QJ_{EU} \times t_s \dots \text{(III.45)}$$

$$V = 3628 \times 3$$

$$V = 10\ 884 \text{ m}^3.$$

- **Le volume unitaire :**

Le volume unitaire de chaque bassin $V(U)$ sera égale à :

$$V(U) = \frac{V_T}{2} = \frac{10884}{2} \quad V(U) = 5442 \text{ m}^3.$$

III.3.2.2.3. Calcul des surfaces :

- **La surface totale :**

La surface totale des deux bassins est dimensionnée par la formule ci-dessous :

$$S_T = V / H \dots \text{(III.46)}$$

Avec :

H : hauteur d'eau dans les bassins (on fixe $H= 1.5$ m).

$$\text{Donc : } S_T = \frac{10884}{1.5} = 7256 \text{ m}^2.$$

- **La surface unitaire :**

La surface unitaire de chaque bassin $S(U)$ sera égale à :

$$S(U) = \frac{S_T}{2} = 3628 \text{ m}^2$$

III.3.2.2.4. Calcul de la largeur totale (l) :

Le bassin est de forme rectangulaire, et pour des raisons de bonne conception on prend la largeur du bassin d'aération comme étant la largeur du bassin de finition donc $l = 44.9$ m.

III.3.2.2.5. Calcul de la longueur totale (L) :

$$S_T = L \times l \quad \text{Donc : } L = \frac{S_T}{l} \quad L = 161.6 \text{ m.}$$

III.3.2.2.6. Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de finition :*Tableau 22 : Récapitulatif sur le dimensionnement du bassin de finition :*

Bassin de finition		
<i>Paramètres</i>	<i>Unité</i>	<i>Horizon 2045</i>
Nombre des bassins	/	02
Surface totale (S_T)	m^2	7256
Surface totale (S_U)	m^2	3628
Volume total (V_T)	m^3	10 884
Volume total (V_U)	m^3	5442
Longueur (L)	m	161.6
Largeur (l)	m	44.9
Profondeur d'eau (P)	m	1.5
Le temps de séjour (t_s)	jours	3

III.4. Les ouvrages complémentaires :**III.4.1. Le bassin de stockage :**

Afin de réutiliser les eaux épurées sortantes de la station, nous proposons un bassin de stockage capable de retenir l'effluent pendant 4 h, dans le but de régulariser le pompage et limiter le nombre d'enclenchement et déclenchement dans les 24 heures.

III.4.1.1. Calcul du volume :

Nous avons : $Q_{mEU} = 3628 \text{ m}^3/\text{j} = 151 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc : $Q_{mEU} (4\text{h}) = 600 \text{ m}^3/4\text{h}$

D'où le volume du bassin = 600 m³.

III.4.1.2 La surface :

La profondeur d'eau proposée ($P=2 \text{ m}$), donc :

$$S = \frac{600}{2} = 300 \text{ m}^2$$

III.4.1.3. La longueur et la largeur :

Le bassin est de forme rectangulaire :

$$L = 3l \quad S_T = 3l^2 \quad l = \sqrt{\frac{S_T}{3}} = \sqrt{\frac{300}{3}}$$

La largeur (l) = 10 m.

$$L = 3l$$

$$L = 3 \times 10 = 30 \text{ m.}$$

La longueur (L) = 30m.

III.4.2. Lits de séchage :

On estime une surface de 1m^2 pour 14 EH [24]. Vu le climat de notre zone d'étude qui favorise énormément la déshydratation des boues, la surface totale des lits de séchage sera :

$$S = EH/14 \dots\dots\dots \text{(III.47)}$$

$$S = 43124 / 14 = 3080 \text{ m}^2$$

Nous proposons pour chaque lit les dimensions suivantes :

La longueur (L) = 30m, la largeur (l) = 10m.

La surface unitaire propre à chaque lit (S_U) = 300 m^2 .

Le nombre des lits sera donc :

$$N = \frac{S}{S_U} \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

$$N = \frac{3080}{300} = 10 \text{ lits de séchages.}$$

III.6. Récapitulatif générale sur toutes les dimensions des ouvrages dans notre étude :

Tableau 23 : Récapitulatif sur toutes les dimensions des ouvrages sur notre étude

Ouvrages	Dimensions
Ouvrages de prétraitement	
Dégrilleur	l : 0.7 m / h _{max} : 0.8m / S : 0.57 m ² .
Dessableur-déshuileur	L : 9.3 m / l : 3.1 m / P : 02 m.
Ouvrages du traitement biologique	
Lagune naturel	
Bassin anaérobie	L: 95.4 m / l: 31.8 m / P: 3.5 m. S: 3029 m ² / V: 14 057 m ³ . Temps de séjour : 4 jours. [DBO] ₅ à la sortie du bassin : 308.64 mg/l. La charge d la DBO ₅ à la sortie du bassin : 1119.36 kg/j.
Bassin facultatif	L: 435.9 m / l: 145.3 m / P: 1.5 m. S: 6.34 ha / V: 95 100 m ³ . Temps de séjour : 14 jours. [DBO] ₅ à la sortie du bassin : 163.6 mg/l. Le volume d'eau sortie du bassin : 3247.6 m ³ /j
Bassin de maturation	L: 111.75 m / l: 145.3 m / P: 01 m. S: 16 238 m ² / V: 16 238m ³ . Temps de séjour : 05 jours.
La surface totale des bassins	82 667 m ²
Lagune aéré	
Bassin d'aération	L: 134.7 m / l: 44.9 m / P: 3 m. S: 6046.6 m ² / V: 18 140 m ³ . Temps de séjour : 5 jours. Quantité moyenne consommé par la DBO ₅ : 2145.44 kg O ₂ /j Puissance totale des aérateurs : 58 kW Puissance unitaire des aérateurs : 7.25 kW
Bassin de finition	L: 161.6 m / l: 44.9 m / P: 1.5 m. S: 7256 m ² / V: 10 884 m ³ . Temps de séjour : 03 jours.
La surface totale des bassins	13 303 m ²
Ouvrages complémentaires	
Bassin de stockage	L: 30 m / l: 10 m / P: 2 m. S: 300 m ² / V: 600 m ³ .
Lits de séchage	S = 3080 m ² / S _U = 300 m ² / Nombre de lits de séchages : 10 lits

III.7. Etude comparative technico-économique des deux variantes :

III.7.1. Comparative technique entre les deux variantes :

Le tableau suivant représente une comparative technique entre les deux procédés d'épuration « lagunage naturel et aéré », par la comparaison de l'élimination de la DBO₅ à la sortie de station qui définit le rendement d'épuration.

Tableau 24 : comparative technique entre les deux variantes.

Paramètres	Lagunage naturel	Lagunage aéré
La DBO ₅ entrée à station [DBO ₅] _E	643 mg/l	643 mg/l
La DBO ₅ sortie de la station [DBO ₅] _S	163.6 mg/l	64.3 mg/l
La DBO ₅ éliminé à la station	479.4 mg/l	578.7 mg/l
Le rendement épuratoire du procédé	75 %	90 %

Ce tableau confirme qu'en terme technique, le lagunage aéré est plus efficace par rapport à son homologue qui est le lagunage naturel.

III.7.2. Comparative économique des deux variantes :

III.7.2.1 Investissement :

Dans l'étude économique, Notre calcul des surfaces sur les deux variantes est limité aux surfaces des bassins, car ils occupent la majorité de la surface totale de la station.

III.7.2.1.1 Le lagunage naturel :

III.7.2.1.1.1. Estimation du coût de terrain :

Selon un responsable local des domaines publics, le coût du terrain dans notre zone d'étude est estimé à 25 DA par mètre carré.

La surface totale des bassins est de 82 667 m².

III.7.2.1.1.2. Estimation des équipements :

Nous avons deux dégrilleurs fins, manuel et mécanique. Leurs prix est estimé à :

- Le dégrilleur mécanique : 5 000 000 DA H.T.
- Le dégrilleur manuel : 2 300 000 DA H.T.

III.7.2.1.1.3. Estimation de la fourniture et la pose de la géomembrane :

La surface à étancher avec de la géomembrane est estimé à la surface totale des bassins qui est de 82 667 m².

La fourniture et pose du mètre carré de la géomembrane est estimé à 1510 DA/m².

III.7.2.1.1.4. Estimation de la fourniture et la pose du géotextile :

La surface à protéger avec du géotextile est estimée à la surface totale des bassins qui est de 82 667 m².

La fourniture et la pose du mètre carré du géotextile est estimée à 450 DA/m².

III.7.2.1.1.5. Estimation du Terrassement :

La surface à terrasser c'est le volume total des trois bassins qui est de 125 398 m³.

Le prix unitaire du terrassement est estimé à 250 DA / m³.

III.7.2.1.1.6. Estimation des ouvrages en béton :

Le prix unitaire du mètre cube de béton dosé à 400 kg/m³ est estimé à 38 000 DA/m³.

III.7.2.1.1.7. Tableau quantitatif et estimatif de la variante 01 « lagunage naturel » :

Tableau 25 : Tableau quantitatif et estimatif de la variante 01

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
Le coût du terrain	m ²	82 667	25	2 066 675.00
Dégrilleurs				
F/P d'un dégrilleur fin mécanique.	U	01	500 0000	5 000 000.00
F/P d'un dégrilleur manuel.	U	01	230 0000	2 300 000.00
Les bassins du traitement biologique (anaérobie, facultatif, maturation)				
F/P du géomembrane	m ²	82 667	1510	124 827 170.00
F/P du géotextile	m ²	82 667	450	37 200 150.00
Terrassement	m ³	125398	250	31 349 500.00
Ouvrages en béton dosée à 400 kg/ m³				
Dessableur-déshuileur	m ³	15.64	38 000	594 320.00
Bassin de stockage.	m ³	230	38 000	8 740 000.00
Prix total HT (DA)				212 077 815.00

III.7.2.1.2. Le lagunage aéré :

III.7.2.1.2.1. Estimation du coût de terrain :

Selon un responsable local des domaines publics, le coût du terrain dans notre zone d'étude est estimé à 25 DA par mètre carré.

La surface totale des bassins est de 13 303 m².

III.7.2.1.2.2. Estimation de la fourniture et la pose du géomembrane :

La surface à étancher avec de la géomembrane est estimé à la surface totale des bassins qui est de 13 303 m².

La fourniture et la pose du mètre carré de la géomembrane est estimé à 1510 DA/m².

III.7.2.1.2.3. Estimation de la fourniture et la pose du géotextile :

La surface à protéger avec du géotextile est estimé à la surface totale des bassins qui est de 13 303 m².

La fourniture et la pose du mètre carré de la géomembrane est estimé à 450 DA/m².

III.7.2.1.2.4. Estimation du Terrassement :

La surface à terrasser c'est le volume total des trois bassins qui est 29 024 m³.

Le prix unitaire du terrassement est estimer à 250 DA / m³.

III.7.2.1.2.5. Estimation des équipements :

L'estimation des prix unitaire des équipements que nous avons est :

- Le dégrilleur fin mécanique : 5 000 000 DA / unité H.T.
- Le dégrilleur manuel : 2 300 000 DA / unité H.T.
- L'aérateur de surface : 1 400 000 DA / unité H.T

III.7.2.1.2.6. Estimation des ouvrages en béton :

Le prix unitaire du mètre cube de béton dosé à 400 kg/m³ est estimer à 38 000 DA/m³.

III.7.2.1.2.7. Tableau quantitatif et estimatif de la variante 02 « lagunage aéré » :

Tableau 26 : Tableau quantitatif et estimatif de la variante 02

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
Le coût du terrain	m ²	13 303	25	332 575.00
Dégrilleurs				
F/P d'un dégrilleur fin mécanique.	U	01	5 000 000	5 000 000.00
F/P d'un dégrilleur manuel.	U	01	2 300 000	2 300 000.00
Les bassins du traitement biologique (aéré, finition)				
F/P du géomembrane	m ²	13 303	1510	20 087 530.00
F/P du géotextile	m ²	13 303	450	5 986 350.00
Terrassement	m ³	29 024	250	7 256 000.00
F/P des aérateurs de surface puissance de 7.5 kW	U	08	1 400 000	11 200 000.00
Ouvrages en béton dosée à 400 kg/ m³				
Dessableur-déshuileur	m ³	15.64	38 000	594 320.00
Bassin de stockage.	m ³	230	38 000	8 740 000.00
Prix total HT (DA)				61 496 775.00

III.7.2.2. Exploitation :

Pour l'estimation des frais d'exploitation de la station, nous allons procéder au calcul d'électricité par la station sur les deux variantes « Lagunage naturel et aéré ».

III.7.2.2.1. Variante 01 :

Le tableau suivant représente le bilan énergétique des équipements de la station par le lagunage naturel :

Tableau 27 : Bilan énergétique des équipements électriques de la STEP de la variante 01

Paramètres	Tension d'alimentation		Puissance nominale installé	Rendement électrique	Facteur de puissance	Nbre d'équipements	Puissances total
	MONO/TRI	V					
Dégrilleur	TRI	400	2.2	94	81	1	2.2
Coût d'électricité							
consommation mensuel en KWh							1584
Coût de la consommation moyenne mensuel en DA/kWh							3.14
Coût de la consommation mensuel en DA							4973.76
Coût de la consommation annuel en DA							59 685.12
Coût de la consommation à l'horizon 2045 en DA							1 492 128

III.7.2.2.2 .Variante 02 :

Le tableau suivant représente le bilan énergétique des équipements de la station par le lagunage aéré :

Tableau 28 : Bilan énergétique des équipements électriques de la STEP de la variante 02

Paramètres	Tension d'alimentation		Puissance nominale installé	Rendement électrique	Facteur de puissance	Nbre d'équipements	Puissances total
	MONO/TRI	V					
Dégrilleur	TRI	400	2.2	94	81	1	2.2
Aérateur	TRI	400	7.5	94	86	8	60
Puissance totale (kw)							62.2
Coût d'électricité							
consommation mensuel en KWh							44784
Coût de la consommation moyenne mensuel en DA/kwh							3.14
Coût de la consommation mensuel en DA							140 621.76
Coût de la consommation annuel en DA							1 687 461.12
Coût de la consommation à l'horizon 2045 en DA							42 186 528

III.7.3. Récapitulatif sur l'étude comparative technico-économique des deux variantes :

Tableau 29 : Récapitulatif sur l'étude technico-économique.

Lagunage naturel	Lagunage aéré
INVESTISSEMENTS	
212 077 815 DA	61 496 775 DA
EXPLOITATIONS	
1 492 128 DA	42 186 528 DA
LE PRIX TOTAL D'INVESTISSEMENT ET D'EXPLOITATION	
213 569 943 DA H.T	103 683 303 DA H.T

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi une note de calcul pour le dimensionnement de la station d'épuration avec deux variantes, la première avec le lagunage naturel et la deuxième avec le lagunage aéré.

Les calculs pour les ouvrages de prétraitements et des traitements complémentaires sont pareils pour les deux variantes.

Les calculs nous a permis de démontré que le lagunage naturel demande 6 fois plus de surface par rapport au lagunage aéré. Malgré ce dernier est énergétivore, l'étude technico-économique à l'horizon 2045 à garantie que le système épuratoire par lagunage aéré reste le meilleur choix.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Au terme de ce travail, le projet de réalisation de la station d'épuration au profit de la ville d'In Salah et la localité d'El Barka est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui est la Sebkhia ainsi pour la réutilisation des eaux épurées pour les fins agricoles. Ainsi préserver les eaux de la nappe Albienne.

Pour la future STEP, nous avons effectué une étude comparative entre deux procédés à savoir :

- le lagunage naturel ;
- le lagunage aéré.

Le dimensionnement des ouvrages de prétraitements sont communs et identiques pour les deux variantes proposées, par contre la partie biologique nous a permis de tirer la différence entre les deux variantes. En termes de surface et d'équipements, l'estimation des coûts d'investissement et d'exploitation, nous a orientés vers la variante la plus avantageuse celle de lagunage aéré. Ajouté à cela la qualité épuratoire de cette dernière qui est meilleure.

Rappelons que les coûts d'investissement et d'exploitation pour les deux variantes sont comme suit :

- ♣ Le lagunage naturel : 213 569 943 DA H.T
- ♣ Le lagunage aéré : 103 683 303 DA H.T

En fin ce modeste travail nous a permis d'être en contact avec le milieu de travail, de faire partie d'un bureau d'ingénierie d'une grande entreprise algérienne. Ainsi nous avons amélioré non seulement nos connaissances techniques des stations d'épurations mais en plus nous avons pu comprendre le fonctionnement des entreprises, la relation entre ces dernières, les fournisseurs et les clients

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **DIETTE S., et VIMONT M., 2007.** Lagunage écologique. Centre de ressources enviro B.A.T-Méditerranée. 1p.
- [2] : Site officiel de l'ONA, disponible sur : <https://ona-dz.org/Exploitation-et-maintenance.html>, page consultée le 24/09/2020.
- [3] : Site officiel de l'ONA, disponible sur : <https://ona-dz.org/REUE.html>, page consultée le 24/09/2020.
- [4] : **UNESCO**, bureau multipays pour le Maghreb., **Août 2008.** Traitement des eaux usées par lagunage. Rabat. 1p.
- [5] : **OURAHMOUNE A., Mars 2019.** Centre de formation aux métiers de l'assainissement Boumerdes CFMA, exploitation et types de dysfonctionnement dans le système d'épuration par lagunage.
- [6] : **SUEZ, momento degremont**, disponible sur : <https://www.suezwaterhandbook.fr/eau-et-generalites/processus-elementaires-du-genie-biologique-en-traitement-de-l-eau/solutions-extensives/differents-types-de-lagunage>, page consulté le : 09/09/2020.
- [7] : **A. CHAIB., juin 2004.** Bio épuration par lagunage naturel.
- [8] : **HAMMADI A., juin 1994.** Réutiliser des eaux usées en irrigation. Techno school Alger.47p
- [9] : **OUBADI M., 2012.** Etude de performance d'un procédé d'épuration OXYLAG. Université Es Sènia, Oran. 29, 30, 31p
- [10] : **UNESCO**, bureau multipays pour le Maghreb., **Août 2008.** Traitement des eaux usées par lagunage. Rabat. 4p.
- [11] : **ZEGAIT R., et KATEB S., 2018.** Qualité des eaux souterraine dans le Sahara algérien. Ecole nationale supérieur d'hydraulique (ENSH).4P.
- [12] : Photo propre à l'entreprise **CHIALI-SERVICES.**
- [13] : **MEZIANI F Z., 2016.** Contribution à l'étude de dimensionnement et à l'élaboration d'un guide de gestion et d'exploitation du système d'épuration de l'agglomération de Remchi. Mémoire de master 2 : hydraulique. Université Aboubakr Belkaïd Tlemcen.
- [14] : La météo habituelle à In Salah, disponible sur le site web : <https://fr.weatherspark.com/y/47077/M%C3%A9t%C3%A9o-habituelle-%C3%A0-I-n-Salah-Alg%C3%A9rie> consulté le : 08/10/2020.
- [15] : <https://dz.freemeteo.com/mobile/letemps/in-salah/longterm/monthly/?gid=6930641&mn=10&language=french&country=algeria> .

[16] : La carte des vents, disponible sur le site web : <https://satellite-map.gosur.com/> consulté le 08/10/2020.

[17]: **Silman SY. Papa Sidy TALL. 2002-2003.** Etude de réhabilitation de la station d'épuration de saly portudal, mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique de conception, université Cheikh Anta Diop, Dakar

[18] : **Gaid A. 1984** : Epuration biologique des eaux usées urbaines. OPU. Tome 1. Alger.

[19] : **SADOWSKI. A.G., Mars 2002.** Méthode de calcul d'une filière de traitement. Responsable du laboratoire SHU- ENGEES. France.

[20] : **GUENDOUI Z. MEKKI N., 2018-2019.** Dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville de Sidi-Aich. Mémoire pour l'obtention du diplôme Master en hydraulique. Université Mohamed Boudiaf.51P.

[21] : **BOUGHANZAI L. MERZOUKI M. OUZINA A.** Département de Biologie, Laboratoire de Biotechnologie, Faculté des Sciences Dhar El Mahraz, Fès, Maroc.

[22] : **KONE K. 2002.** Epuration des eaux usées par lagunage à microphytes et à macrophytes en Afrique de l'Ouest et du Centre, Thèse de doctorat N° 2653. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

[23] : **MERZOUKI M., 1992.** Epuration des eaux usées de la ville de Ouarzazate dans des bassins de stabilisation et leur réutilisation en irrigation - aspects bactériologiques -.Thèse de 3ème cycle. Fac. Sci. Meknès

[24] : **BOUASSABA F Z., 2013.** Etude et dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de l'agglomération urbaine de SFISEF Pour la wilaya de Sidi Bel Abbas. Mémoire pour l'obtention du diplôme master en hydraulique. Université Abou Bekr Belkaid. Tlemcen, Algérie.