الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONELLES.

THEME :

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja.

Présenté par :

MAHIZI Anis

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
LEULMI MEDJDOUB Sonia	MCB	Examinateur
BETATACHE Hayat	MCB	Examinateur
KOLAI Djaffar	MAA	Examinateur
DJOUDAR Dahbia Dalila	MCA	Promoteur

Session Décembre 2023

REMERCIEMENT

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma promotrice, ***Dr*** **DJOUDAR Dahbia Dalila**, de m'avoir accordé sa confiance en me donnant l'opportunité de travailler avec elle sur ce projet de recherche national dans le cadre de mon mémoire de fin d'étude. Il me tient fortement à cœur de la remercier pour la bienveillance dont elle a fait preuve envers moi depuis le début de ma formation académique à l'Ecole Nationale Supérieur D'Hydraulique , étant la première personne qui m'a accueilli et ouvert les portes lorsque j'en avais fortement besoin. Je tiens tout aussi particulièrement à la remercier pour sa direction éclairée et à son soutien constant, ainsi qu'à ses précieux conseils tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Ses orientations ont été d'une valeur inestimable, guidant non seulement mes recherches, mais aussi mon cheminement intellectuel dans ce domaine. Je profite par la même occasion pour lui souhaiter ouvertement tout ce que le monde peut lui offrir de positif, ainsi qu'à toute sa famille.

Mes remerciements vont également à toute l'équipe de La Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger « SEAAL » en particulier **MR RESAD Khaled**, dont la collaboration et l'expertise ont enrichi ce travail de manière significative.

Mais aussi un immense remerciement à **MR HAFIAD Yacine** et à toute l'équipe d'ingénieur de Amenhyd qui m'a permis d'acquérir un savoir technique solide inestimables en apportant une perspective supplémentaire et une profondeur à mes analyses. Un particulier remercîment aux deux ingénieurs de l'entreprise à **MOULOUD Halla Rafika** et à **ALLACHE Lydia** de m'avoir accordé beaucoup de leur temps et énergie pour l'aboutissement de mon mémoires et qui aujourd'hui somme au-delà de relation professionnelle, lie par une relation amicale solide et saine que j'espère perdura très longtemps. Je vous souhaite par cela bonne continuation dans votre carrière professionnelle en espérant que vous arriverez à atteindre vos objectifs

Je remercie également le président et les membres de jurys qui m'ont fait l'honneur d'être rapporteurs de ma thèse et d'avoir accepté de participer à son analyse scientifique ainsi que le temps qu'ils ont consacré à ma recherche.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce mémoire. Leur appui, leurs commentaires et leur enthousiasme ont été des moteurs essentiels dans la réalisation de ce travail.

DEDICACES

À mes chers parents paix à leurs âmes :
À mes chers parents, **MAHIZI Lyes** et **BOUDA Lila**, qui ont toujours été mes plus grands soutiens et sources d'inspiration. Votre amour, votre dévouement, votre éducation, les valeurs que vous m'avez transmises et vos sacrifices ont rendu possible d'arriver là où je suis aujourd'hui. Bien que vous ne soyez plus physiquement présents, vous continuez à vivre à travers chaque battement de mon cœur, chaque souffle et à travers chacune de mes pensées. Je vous suis éternellement reconnaissant d'avoir été les meilleurs parents qu'Allah et ce monde pouvaient m'offrir. Aujourd'hui et en haut de mes 23 ans, je tiens tout particulièrement à affirmer ma plus grande fierté au monde entier, celle d'être le fils de deux grandes personnes, **ANIS FILS DE LILA ET LYES**, paix sur leurs deux âmes. Que ce travail soit un hommage à votre vie et à votre amour éternel.

À ma chère petite sœur **Yasmine** :
Je t'ai toujours dis que tes le plus beau héritages que nos parents mon laisser. Que notre lien soit aussi fort que l'amour que nos parents nous ont transmis. Je serai toujours là pour toi, pour t'écouter, te conseiller et te soutenir dans toutes les circonstances qui t'attendes dans la vie. Puissions-nous ensemble et partager les plus beaux moments de la vie, et j'espère être un bon exemple pour toi et ne pas failler à mes obligations envers toi. Je t'aime plus que tout Yasmine ne l'oublie jamais

MERCI A TOUS.

ملخص

ظاهرة الاحتباس الحراري هي ظاهرة عالمية أثرت على كل بلد في العالم. وباعتبارها جزءا لا يتجزأ من البحر الأبيض المتوسط، فإن الجزائر بلد يعاني حاليا من عواقب هذه الظاهرة، مما أدى إلى ارتفاع درجات الحرارة وانخفاض هطول الأمطار، مما أدى إلى الاستغلال المفرط لطبقة المياه الجوفية، مما أدى إلى انخفاض في مستواها البيزومتري والتدخل البحري.

تهدف هذه الأطروحة إلى تثمين مياه الصرف الصحي من محطة معالجة مياه الصرف الصحي في براقي من خلال اقتراح المعالجة الثلاثية الكافية لمياهها، مما يسمح بتنفيذ مشروع بحث وطني يهدف إلى إعادة تغذية منسوب المياه الجوفية بشكل مصطنع من خلال أحواض الترشيح، وبالتالي الاستجابة لهذه المشكلة.

بعد دراسة جيولوجيا ومناخ وقياس ضغط مياه المتيجة، ومع استكشاف تقنيات محطة معالجة مياه الصرف الصحي في براقي بالتفصيل، وكذلك تحليل مياهها عند مخرج المعالجة، لاحظنا شذوذات في معلمات المادة العالقة، مع 43 ملجم / لتر لمعيار إعادة الاستخدام في الزراعة المحدد بـ 30 ملجم / لتر، بالإضافة إلى مشاكل في الجودة البكتريولوجية بسبب خلل في المعالجة بالأشعة فوق البنفسجية الموجودة في المحطة. لذلك اخترنا اقتراح المعالجة الثلاثية عن طريق الترشيح الفائق لمياهها لمعالجة هذه المشاكل.

بعد تحديد حجم وحدة معالجة الترشيح الفائق المقترحة لمحطة معالجة مياه الصرف الصحي في براقي، واستخدام بيانات الشركة المصنعة بالإضافة إلى جهاز المحاكاة المناسب للغشاء المختار، تم التوصل إلى أن استخدام هذه التكنولوجيا يعد حلاً واعدًا لمشاريعنا. مما يسمح بتنفيذ المشاريع وزيادة منسوب المياه الجوفية مع صد التدخلات البحرية

Résumé

Le réchauffement climatique est un phénomène mondial qui a touché tous les pays du monde. Étant une partie intégrante de la Méditerranée, l'Algérie est un pays qui vit de nos jours les conséquences de ce phénomène, se traduisant par la hausse des températures et une diminution des précipitations, ce qui a engendré la surexploitation de la nappe, induisant ainsi une baisse de son niveau piézométrique et une intrusion marine.

Ce mémoire vise à valoriser les eaux usées de la station d'épuration de Baraki en proposant un traitement tertiaire adéquat de ses eaux, permettant ainsi la mise en œuvre d'un projet de recherche national ayant pour but la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à travers des bassins d'infiltration, répondant ainsi à cette problématique.

Après avoir étudié la géologie, la climatologie et la piézométrie de la Mitidja, tout en explorant en détail les techniques de la station d'épuration des eaux usées de Baraki, ainsi que les analyses de ses eaux à la sortie du traitement, nous avons observé des anomalies dans les paramètres des matières en suspension, avec 43 mg/l pour une norme de réutilisation en agriculture fixée à 30 mg/l, ainsi que des problèmes dans la qualité bactériologique dus au dysfonctionnement du traitement ultraviolet existant dans la station. Nous avons donc opté pour une proposition de traitement tertiaire par ultrafiltration de ses eaux pour remédier à ces problématiques.

Suite au dimensionnement de l'unité de traitement d'ultrafiltration proposée pour la station d'épuration des eaux usées de Baraki, et à l'exploitation des données du fabricant ainsi qu'au simulateur approprié à la membrane choisie, on a conclu que l'utilisation de cette technologie est une solution prometteuse à notre problématique, permettant ainsi la mise en œuvre de projets et l'augmentation du niveau phréatique de la nappe, tout en repoussant l'intrusion marine.

Summary

Global warming is a global phenomenon that has affected every country in the world. Being an integral part of the Mediterranean, Algeria is a country which is currently experiencing the consequences of this phenomenon, resulting in rising temperatures and a reduction in precipitation, which has led to the overexploitation of the aquifer, thus inducing a drop in its piezometric level and marine intrusion.

This dissertation aims to valorize wastewater from the Baraki wastewater treatment plant by proposing adequate tertiary treatment of its water, thus allowing the implementation of a national research project aimed at artificially recharging the water table. Mitidja through infiltration basins, thus responding to this problem.

After studying the geology, climatology and piezometry of the Mitidja, while exploring in detail the techniques of the Baraki wastewater treatment plant, as well as the analyzes of its water at the outlet of the treatment, we observed anomalies in the parameters of suspended matter, with 43 mg/l for a standard for reuse in agriculture set at 30 mg/l, as well as problems in bacteriological quality due to the malfunction of the ultraviolet treatment existing in the station. We therefore opted for a proposal for tertiary treatment by ultrafiltration of its water to remedy these problems.

Following the sizing of the ultrafiltration treatment unit proposed for the Baraki wastewater treatment plant, and the use of the manufacturer's data as well as the simulator appropriate to the chosen membrane, it was concluded that the The use of this technology is a promising solution to our problem, thus allowing the implementation of projects and the increase in the water table level, while repelling marine intrusion.

TABLE DES MATIERES

Liste des abréviations

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : LA RECHARGE ARTIFICIELLE DES NAPPES……..……..…..1

I.1 Introduction 1
I.2 Définition de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) 2
I.3 Aperçu historique de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) 2
I.4 Expérience internationale dans le domaine de la Recharge Artificielle de la Nappe 3
I.4.1 Recharge artificielle au Pays-Bas 3
I.4.2 Applications de la recharge artificielle dans la région du golfe 3
I.4.3 Cas de la France 3
I.4.3.1 Crépieux-Charmy (Lyon) 3
I.4.3.2 Toulouse 2023 5
II.3.2.2I.4.4 Cas Tunisien 5
I.5 La Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) et le changement climatique 6
I.5.1 Cas de l'Algérie 7
I.6 La Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) et l'intrusion marine 8
I.6.1 Définition d'un biseau salé 8
I.6.2 Définition de l'intrusion marine 9
I.7 Les intérêts de la recharge artificielle des nappes 10
I.8 Les méthodes de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) 10
I.8.1 La méthode d'injection directe 10
I.8.2 Méthode d'injection indirecte 11
I.8.3 La méthode des bassins d'infiltration 12
I.8.3.1 Bassin d'infiltration 12
I.9 Conclusion 14

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE DE LA MITIDJA ……...……..15

II.1 Introduction 15
II.2 Présentation de la mitidja 15
II.3 Géologie et stratigraphie 16
II.3.1 Quaternaire 16

II 3.2.1 Les dépôts récents 16
II.3.2.2 Les formations du Mazafran et de Halloula 16
II.3.2.3 La formation de la Mitidja 16
II.3.2.4 La formation d'El Harrach 16
II.3.2 Tertiaire 16
II.3.2.1 Le Miocène et les roches plus anciennes 16
II.3.2.2 Le Pliocène 17
II.4 Pédologie 18
II.5 Etude climatologique 18
II.5.1 Climat de la Mitidja 18
II.5.2 Précipitation 20
II.5.3 Température 21
II.5.4 Evapotranspiration 21
II.5.4.1 L'évapotranspiration potentielle (ETP) 22
II.5.4.2 Déficit pluviométrique (Dp) 22
II.5.4.3 Estimation de l'évapotranspiration réelle (ETR) 22
II.5.5 Bilan hydrologique 22
II.6 Etude piézométrie de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale 23
II.7 Hydrochimie de la nappe de la Mitidja 25
II.7.1 Paramètres physico-chimiques des eaux 25
II.7.2 Potentiel d'hydrogène (PH) 25
II.7.3 Conductivité électrique 25
II.7.4 Analyse Statistique des paramètres chimiques 25
II.8 Projet d'expérimentation des bassins d'infiltrations dans la région de Tabainet 26
II.9 Conclusion 28

CHAPITRE III : EPURATION DES EAUX USEES…….....35
III.1 Introduction 35
III.2 Les procédés d'épuration des eaux usées 36
III.2.1 Les prétraitements 36
III.2.1.1 Le dégrillage 37
III.2.1.2 Le tamisage 37
III.2.1.3 Le dessablage 37
III.2.1.4 Déshuilage 37
III.2.1.5 Autres prétraitements 38
III.2.2 Traitement primaire 38
III.2.1.1 Procédés chimiques 38
III.2.1.2 Procédés de décantation physique 38
III.2.3 Les traitements biologiques 40
III.2.3.1 Procédés à cultures libres 41
III.2.3.2 Les procédés à cultures fixées 42

III.2.3.3 Clarification et rejet des effluents 43
III.2.4 Le traitement tertiaire 44
III.2.4.1 Le traitement membranaire des eaux usées 45
III.3 Définition des boues 47
III.3.1 Le traitement des boues comprend plusieurs étapes, notamment 47
III.4 Conclusion 47

CHAPITRES IV : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE FONCTIONNEMENT DE LA STEP DE BARAKI (ALGER)……..…..…..….....48
IV.1 Introduction 48
IV.2 Présentation de la STEP 48
IV.3 Historique 49
IV.4 Description et caractéristiques de la station 50
IV.5 Les filières de traitement de la station 52
IV.5.1 La filière de traitement des eaux 52
IV.5.2 La Filière de traitement des boues 52
IV.5.3 Bâtiments 52
IV.6 La filière de traitement d'eau 53
IV.6.1 Prétraitement & Décantation primaire 53
IV.6.1.1 Section 1 : Postes de relèvement 54
IV.6.1.2 Section 2 : dégrilleur grossier et fin 56
IV.6.1.3 Section 3 : Dessablage-Dégraissage 57
IV.6.1.4 Section 4 : Décantation primaire 59
IV.6.1.5 Section 5 : Traitement des sables 60
IV.6.1.6 Section 6 : Traitement des graisses 60
IV.7 Traitement biologique 62
IV.7.1 Section 1 : Bassin de Répartition et de By-pass du Traitement Biologique 62
IV.7.2 Section 2 : Bassins d'Aération de la Tranche 2 63
IV.7.3 Section 3 : Production d'Air Surpressé des Bassins d'Aération de la Tranche2 62
IV.7.4 Section 4 : dégazeur de la tranche 2 64
IV.7.5 Section 5 : production d'air surpresse pour le dégazeur de la tranche 2 64
IV.7.6 Section 6 : Clarificateurs de la Tranche 2 64
IV.7.7 Section 7 : recirculation et extraction des boues 66
IV.8 Traitement tertiaire 67
IV.8.1 Section 1 : Collecte des Eaux Clarifiées 67
IV.8.2 Section 2 : filtration, aquazur v 68
IV.8.3 Section 3 : Désinfection UV 70
IV.9 Résultats d'analyse de la qualité d'eau de la STEP 71
IV.9.1 Analyses des paramètres physicochimiques 71
IV.9.2 Analyses des paramètres bactériologiques 71
IV.10 Conclusion 73

CHAPITRE V : TECHNOLOGIE DE MEMBRANE PVDF POUR LE TRAITEMENT DES EAUX USEES …….....75
V.1 Introduction 75
V.2 Présentation de l'entreprise Memstar (le concepteur) 75
V.3 Les membranes à fibres creuses de PVDF 75
V.4 Mécanisme de travail de la membrane 76
V.4.1 Spécifications des module 77
V.5 Problème d'encrassement 78
V.5.1 Il est possible d'utiliser des stratégies de prétraitement telles que la coagulation 78
V.5.2 Le nettoyage chimique à PH élevé est aussi une solution à ce problème 79
V.6 Filtre de Bernoulli 79
V.6.1 Présentation du filtre 79
V.6.2 Les phases du procès 80
V.6.2.1 Filtration 80
V.6.2.2 Filtration et première phase de nettoyage 80
V.6.2.3 Filtration et deuxième phase de nettoyage 81
V.6.2.4 Filtration et troisième phase de nettoyage 81
V.6.3 Présentation du fournisseur 82
V.6.3.1 Spécifications du filtre de Bernoulli 82
V.6.3.2 Dimensions des filtres disponibles 83
V.7 Le choix de la membrane 83
V.8 Conclusion 84

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT…….....85
VI.1 Introduction 85
VI.2 Partie 01 : dimensionnement hydraulique 85
VI.2.1 Calcul des débits d'eau à traiter 85
VI.2.2 Dimensionnement de la conduite principale de transfert 85
VI.2.3 Dimensionnement des conduites d'alimentation de l'unité UF 88
VI.2.4 Dimensionnement des conduites d'alimentation des lignes principales de traitements ... 90
VI.2.5 Détermination du nombre de membrane par module 92
VI.2.6 Choix du filtre de Bernoulli 93
VI.2.7 Unité de traitement membranaire 93
VI.2.7.1 La configuration du rack 94
VI.2.7.2 Les dimensions du rack 95
VI.2.7.3 Pompes d'alimentation 95
VI.2.7.4 Le retro lavage 103
VI.2.7.5 Nettoyage court (EFM) 108
VI.2.7.6 Nettoyage en profondeur : NEP 109
VI.2.7.7 Dimensionnement de la bâche d'eau ultra filtrée 110
VI.3 Partie 02 : Qualité d'eau à la sortie de l'unité UF 110
VI.3.1 Qualité de l'eau ultrafiltrée 110

VI.3.2 Calcul des paramètres de l'eau à la sortie de l'unité UF 111
VI.3.3 Simulateur de l'unité UF (simulateur fourni par le fabricant) 112
VI.4 Conclusion 115

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : LA RECHARGE ARTIFICIELLE DES NAPPES.....1
Tableau I. 1 Objectifs et régimes adoptés pour La Recharge artificielle des nappes……..….2
Tableau I. 2 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge d'injection directe……...……10
Tableau I. 3 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge d'injection indirecte……...……11
Tableau I. 4 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge type bassins d'infiltration……..……...12

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE DE LA MITIDJA…..15
Tableau II. 1 Caractéristiques des stations pluviométriques…….….19

CHAPITRE III : EPURATION DES EAUX USEES…….……...36
Tableau III. 1 Agents de coagulation et de floculation …….39
Tableau III. 2 Mise en œuvre des différentes technologies à culture libre……41
Tableau III. 3 Procédés et technologies applicables en traitement tertiair.……..……..46

CHAPITRES IV : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE FONCTIONNEMENT DE LA STEP DE BARAKI (ALGER) …….……...…48
Tableau IV.1 résultats d'analyses physicochimique d'eau filtrée BARAKI …….……....70
Tableau IV.2 Résultats bactériologiques eau filtrée BARAKI…...…….……..72

Chapitre V : TECHNOLOGIE DE MEMBRANE PVDF POUR LE TRAITEMENT DES EAUX USEES……...74
Tableau V. 1 des spesification du module source amenhyde……..…….....……..76
Tableau V.2 des parametres de fonctionnemet des modules source amenhyde……..….....76
Tableau V.3 comparative de l'effet du nettoyage chimique a différentes valeurs du PH...……...78
Tableau V.4 spécification du filtre de Bernoulli…….79
Tableau V.5 Démentions des filtres disponibles…….…….……...80

Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT……..……...…..84
Tableau VI.1 choix conduite en PRV (Q=9350m3/j)…….....86
Tableau VI.2 choix conduite en PEHD (Q=935m3/j)…….....89
Tableau VI.3 choix conduite en PEHD (Q=155.83m3/j)…….....89
Tableau VI.4 choix conduite en PEHD (Q=4.32m3/j).....90
Tableau VI.5 caractéristiques du filtre de Bernoulli.....91

Tableau VI.6 Les caractéristiques des racks UF proposés…….....91
Tableau VI.7 perte de charge linaires de conduite (Q=935m/h)…….....94
Tableau VI.8 pertes de charge singulières de conduite (Q=935 m/h)…….....94
Tableau VI.9 pertes de charge linaires de conduite (Q=155.83m3/h)...…….....95
Tableau VI.10 pertes de charge singulières de conduite (Q=155.83m3/h)…….....95
Tableau VI.11 pertes de charge linaires de conduite (Q=4.58m3/h)…….....96
Tableau VI.12 pertes de charge singulières de conduite (Q=4.58m3/h)…….....96
Tableau VI.13 Pompe d'alimentation principale ……..…….....97
Tableau VI.14 choix conduite en PEHD(Q=17.83m3/j)..……..…….....100
Tableau VI.15 Calcule des pertes de charges linaires (Q=17.83m3/h).……..…….....101
Tableau VI.16 Calcule des pertes de charges singulière (Q=17.83m3/h)..…….....101
Tableau VI.17 pompes de lavage..…….....102
Tableau VI.18 dimensionnements de la bâché d'eau ultrafiltré ..…….....107
Tableau VI.19 Les résultats des analyses à la sortie de l'unité d'ultrafiltration (UF) projeté.....107

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : LA RECHARGE ARTIFICIELLE DES NAPPES…….…….....1

Figure I. 1 Schéma expliquant le circuit de la recharge des nappes ……..…….....4
Figure I. 2 Schéma des installations de recharge de nappe de Crépieux-Charmy, France ……..6
Figure I. 3 Indicateur de stress hydrique dans les principaux bassins ……...…..…7
Figure I. 4 Schéma de principe d'une intrusion saline dans un aquifère en milieu côtier.……8
Figure I. 5 Schéma montrant le principe d'alimentation d'un bassin d'infiltration. ……..….....12

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE DE LA MITIDJA…...15
Figure II. 1 carte géologique de la plaine de la Mitidja du centre septentrional d'Algérie…...….15
Figure II. 2 Carte géologique de plaine de la Mitidja ……17
Figure II. 3 Histogramme des précipitations moyennes mensuelles Période (1987-2017)…….19
Figure II. 4 Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1987-2017)……..…..20
Figure II. 5 Histogramme des Variations de température à la station de Dar El Beida. (1985-2018)…… ……...21
Figure II. 6 Carte piézométrique de l'aquifère alluviale dans la Mitidja orientale (Campagne basse eaux octobre 2018, ANRH)…….……...….23
Figure II. 7 Carte piézométrique de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale ……24
Figure II. 8 Localisation géographique de la ville de Tabainet. (Google Maps)……...26
Figure II. 9 Projet pilot de la recharge artificielle de l'aquifère alluvial dans la Mitidja par le biais des bassins d'infiltrations (ANRH Blida)…… ……...…27
Figure II. 10 Photos des bassins d'infiltration 01 et 02…..……..…..27

Chapitre III : EPURATION DES EAUX USEES……..36
Figure III. 1 Procédés d'épuration des eaux usée ….…….....36
Figure III. 2 Schéma d'un dégrilleur …… ……...…….37
Figure III. 3 Principe de dessablage et de dégraissage / déshuilage.…….38
Figure III. 4 Processus de coagulation, floculation et de sédimentation (FEPS)……...……39
Figure III. 5 Shemat d'un exemple de flottateur conique (CIMMAGAZIN)…….40

Chapitre IV : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE FONCTIONNEMENT DE LA STEP DE BARAKI (ALGER)…….……..…….48
Figure IV. 1 Localisation de la STEP de Baraki…….……..…..……...48
Figure IV. 2 La STEP de Baraki (Source Google Earth)…….……..….49
Figure IV. 3 Station d'épuration des eaux usées de Baraki (1ère et 2éme tranches) (DRE) ……50
Figure IV. 4 Plan d'implantation de la 1ère et 2éme tranches de la station d'épuration de Baraki (DRE).……..51
Figure IV. 5 Photo du poste relevage de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23)……...…..51
Figure IV. 6 Photo des dégrilleurs de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23)……...…..56
Figure IV. 7 Schéma d'un dessableur-dégraisseur (vu de face)…….....…..56

Figure IV. 8 Photo du dessableur de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23))……..…..57
Figure IV. 9 Photo du décanteur primaire de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).…...…..58
Figure IV. 10 Schéma d'un décanteur primaire…….…..…..59
Figure IV. 11 Photo du Classificateur *à sables* de la STEP.)…..….60
Figure IV. 12 Photo du Bassins d'Aération de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).....62
Figure IV. 23 Photo de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).....65
Figure IV.14 du filtre à sable de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23)…….....70
Figure IV. 15 Photo de l'unité du traitement tertiaire de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23)……...71

CHAPITRE V : TECHNOLOGIE DE MEMBRANE PVDF POUR LE TRAITEMENT DES EAUX USEES ……...…..…….74
Figure V. 1 Coupe transversal de la fibre PVDF…….……74
Figure V. 2 le mécanisme de filtration des membranes à fibres creuses (Memento degromont)…74
Figure V. 3 Photos d'une coupe longitudinale de la membrane UF prises le 12/10/23 à AMENHYD ……81

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT)…….……...82
Figure VI.1 la fiche technique de la pompe Omega 250-370 A SB P F……..…….……98
Figure VI.2 la courbe caractéristique de la pompe Omega 250-370 A SB P F….……..…99
Figure VI.3 la fiche technique de la pompe ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B……...…103
Figure VI.4 la courbe caractéristique de la pompe ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B….104
Figure VI.5 Schéma du rétro-lavage incluant l'injection d'air et d'eau……105
Figure VI.6 Les paramètres d'entrée du simulateur……..…109
Figure VI.7 Les paramètres de l'eau en sortie du simulateur……109

LISTE DES PLANCHES

Planche 01: Plans Généraux Implantation Vue En Plan

Planche 02 : Filière De Traitement Tertiaire Proposée

Planche 03 : Schéma 01 : CONDIGURATION DU RACH PROPOSE

Schéma 02 : DIMENTIEN DE LA MEMBRANE UF-1010EAT

LISTE DES ABREVIATIONS

CE : Conductivité électrique

COT : Carbone organique total

DBO : demande biologique en Oxygène

DCO : demande chimique en Oxygène

ETM : Elément trace métallique

EUT : Eaux usées traitées

MES : Matières en suspension

NT : Azote total

PH : Potentiel d'Hydrogène

Ppm : Partie par million

PT : Phosphore total

REUE : Réutilisation des Eaux usées épurées

SEAAL : Société des Eaux et d'Assainissement d'Alger

STEP : Station d'épuration des eaux usées

INTRODUCTION GENERALE

Le réchauffement climatique est un phénomène mondial qui se caractérise par d'importants changements dans le régime des précipitations et une augmentation de la température moyenne de la planète. Ce phénomène est principalement attribué à l'activité humaine, en particulier les émissions de gaz à effet de serre. Effectivement au cours des dernières décennies, ce phénomène a entraîné des périodes de sécheresse, de vagues de chaleur, d'inondations et de canicules à travers le monde. Le bassin méditerranéen comprenant l'Algérie, est particulièrement vulnérable aux conséquences de ce phénomène, se traduisant par des événements météorologiques extrêmes, la problématique de la désertification et un stress hydrologique important dans la région. Ces effets ont une influence directe sur l'approvisionnement du pays en eau potable et en eau destinée à l'agriculture, entraînant en réponse une surexploitation des nappes phréatiques.

La recharge artificielle des nappes phréatiques s'avère être une solution prometteuse pour lutter contre la surexploitation des nappes due au réchauffement climatique. En effet, lorsque la recharge naturelle des nappes est menacée en période de stress hydrique, la recharge artificielle permet de régénérer les aquifères épuisés par une exploitation excessive, réduisant ainsi la pression sur les ressources en surface. Cette technique consiste à augmenter les réserves d'eau souterraine via des méthodes artificielles par infiltration d'une eau provenant de sources externes telle que les eaux usées traitées, à travers l'utilisation des techniques d'injection en nappes soit par le biais de forages (pressurisés) ou par l'utilisation de bassins d'infiltration. Cette méthode nous permet de répondre à la fois aux problèmes de la baisse du niveau piézométrique et de l'intrusion marine conséquents à sa surexploitation de la nappe, tout en offrant une réserve d'eau qui peut être utilise en irrigation.

Dans le cadre d'un projet de recherche d'envergure nationale visant à recharger la nappe phréatique de la Mitidja à travers des bassins d'infiltration. Etant est un facteur fondamental et déterminant pour la réussite de ce projet, la qualité de l'eau doit répondre aux normes de réutilisation afin de préserver la nappe de la contamination.

Ce mémoire vise à valoriser les eaux usées de la station d'épuration de Baraki en proposant un traitement tertiaire adéquat de ses eaux, permettant ainsi la mise en œuvre du projet, ce dernier nous abordera les caractéristiques de la Mitidja et explorera en détail la station d'épuration des eaux usées de Baraki. Pour pouvoir avancer une proposition d'un dimensionnement d'une unité de traitement tertiaire reposant sur la technologie d'Ultra Filtration (UF) au sein de cette station dans le but de garantir une eau qualité pour la mise en œuvre de ce Project.

CHAPITRE I :

LA RECHARGE ARTIFICIELLE DES NAPPES

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

I.1 Introduction

La recharge artificielle de la nappe (RAN) est une technique de gestion des ressources en eau souterraine qui consiste à augmenter les volumes d'eau disponibles dans les nappes phréatiques en injectant de l'eau dans le sol. Cette technique est de plus en plus utilisée dans les régions où les ressources en eau sont limitées ou menacées par des facteurs tels que le changement climatique et l'intrusion marine. Dans ce chapitre, nous allons explorer différents aspects de la recharge artificielle de la nappe, notamment sa définition, son histoire, ses avantages, ainsi que les méthodes utilisées pour la mettre en œuvre.

I.2 Définition de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN)

La recharge artificielle, également appelée "alimentation" en eau des nappes, est un processus par lequel un aquifère reçoit un apport d'eau via un dispositif aménagé à cet effet. Cette méthode vise à accroître les ressources en eau souterraine en augmentant le niveau d'eau d'une nappe phréatique et en augmentant les quantités d'eau disponibles dans celle-ci, induisant à une amélioration des conditions d'exploitation (chimiques, hydrodynamiques) La recharge artificielle peut être de façon directe (par puits injecteurs) ou indirecte (par bassins d'infiltrations), et peut avoir un effet volumétrique (stockage d'eau), un effet piézométrique (remise en pression) ou les deux. Elle peut être réalisée avec de l'eau de recharge naturelle (cours d'eau, collecte d'eau pluviale) ou traitée, provenant d'une centrale de désalinisation ou d'une station de traitement des eaux usées. Cependant, la qualité de l'eau de recharge doit être au moins équivalente à celle de la nappe. La recharge artificielle des nappes est une pratique qui existe depuis fort longtemps, notamment en Europe et aux USA, elle reste malgré tout encore à étudier et développer.

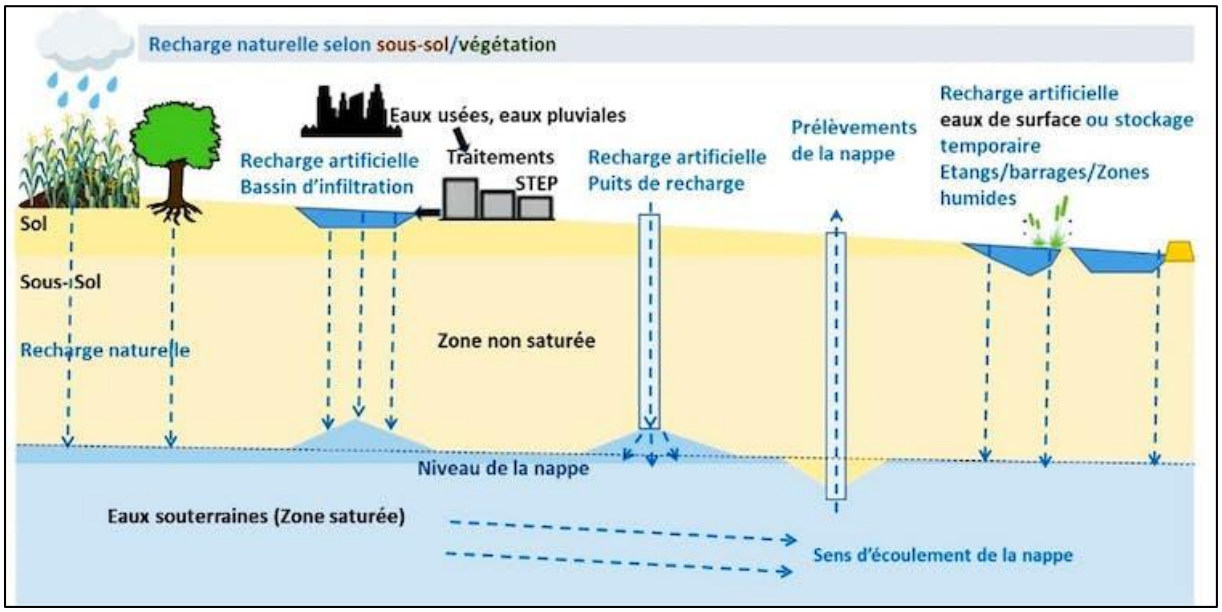


Figure I. 1 Schéma expliquant le circuit de la recharge des nappes (BRGM).

I.3 Aperçus historique de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN)

Selon les sources bibliographiques, la recharge artificielle des nappes (RAN) a commencé avec l'expérience d'épandage menée à Pasadena en 1895 aux États-Unis. En Europe, les établissements de l'eau aux Pays-Bas, en Angleterre et en Allemagne ont commencé à utiliser cette technique au 19ème siècle pour faire face aux pollutions des rivières. La production systématique à partir de cette technique a commencé entre 1870 et 1890. Depuis, cette technique a été utilisée pour la recharge des aquifères libres, notamment dans les cordons dunaires pour stocker et filtrer l'eau pour l'alimentation en eau potable. Les premiers dispositifs expérimentaux d'Aquifère Storage & Recovery (ASR) ont été réalisés dans l'état de Californie en 1952-1953, suivis par ceux opérationnels dans les états de Californie et de Floride aux États-Unis à partir de 1969. Depuis, la technique n'a pas cessé d'évoluer notamment avec les expériences conduites en Australie, le Canada et la Grande-Bretagne durant les années 1975-1985. L'alimentation en eau de plusieurs villes européennes densément peuplées est en partie assurée par cette technique. Aux Pays-Bas, 13% de l'eau potable est assurée par RAN, tandis qu'en Allemagne, 60% des besoins en eau potable de la ville de Berlin sont assurés à partir des techniques de RAN. Aux États-Unis, cette technique est utilisée sur une grande échelle du fait de son efficacité et des économies qu'elle offre dans le traitement de l'eau, et la plupart des pays industriels disposent pratiquement de sites de recharge artificielle dans les aquifères alluviaux et poreux tels que les États-Unis, le Canada, la Grande-Bretagne, l'Australie, la France, les Pays-Bas ainsi que l'Afrique du Sud, la Thaïlande, la Nouvelle-Zélande, le Koweït, les Émirats Arabes et d'autres. **[1]**

I.4 Expérience internationale dans le domaine de la Recharge Artificielle de la Nappe

La Recharge artificielle des nappes a été appliquée avec succès dans de nombreux pays. Le tableau nous présente les objectifs principaux et les types de régimes adoptent pour l'alimentation artificielle en eau des nappes dans 13 pays.

Tableau I. 1 Objectifs et régimes adoptés pour La Recharge artificielle des nappes .

Pays	Objectif															
	Stockage				contrôle de salinité				Amélioration de qualité				Niveau piézometrique			
USA																
Finlande																
Suède																
Allemagne																
Australie																
Denmark																
Pays-Bas																
Autriche																
Egypte																
Amérique latine																
Oman																
Royaume-Uni																
Technique		Bassin			Puits			IER			Infiltration de banque (induite)					

I.4.1 Recharge artificielle au Pays-Bas

Aux Pays-Bas, la technique d'infiltration des eaux de surface dans les aquifères phréatiques a commencé à petite échelle en 1940. Dans les années 1950, de grands projets ont été établis pour satisfaire les besoins en eau des parties occidentales du pays le long de la côte de la mer du Nord, où l'extraction d'eau souterraine est restreinte en raison de l'intrusion des eaux salées et d'un abaissement de la nappe phréatique. En 1990, le volume de la recharge était de 180 millions de m3. De ce montant, 97 % est prétraité, 96 % est infiltré dans une zone de dunes et 89 % est transporté sur plus de 50 km. Le retrait de l'eau rechargée répond à 22 % de la demande totale d'eau des Pays-Bas.

I.4.2 Applications de la recharge artificielle dans la région du golfe :

Les extraits suivants par Payne (2001) ont été pris directement d'un rapport présenté au Symposium International Leadership Sharjah. C'est un bon résumé du développement des activités de la recharge artificielle dans la région du Golfe:

Les Technique de IER est relativement nouvelle pour la région du Golfe. La première étude de faisabilité d'IER a été faite au Koweït en 1989 dans le champ de captage de Sulaibiya, et plus récemment des études ont été lancées au Qatar. Cependant, les auteurs ne sont pas au courant de tout captage IER d'exploitation dans la région du Golfe. Par conséquent, il serait approprié d'acquérir la confiance en la viabilité régionale de cette technologie par le développement et la mise en œuvre d'un programme de démonstration à grande échelle, fondée sur une expérience satisfaisante avec captage semblable à d'autres sites à l'extérieur de la région du Golfe. L'objectif initial, serait donc l'identification des endroits dans la région du Golfe où l'IER serait plus bénéfique. Le grand avantage de l'IER dans les pays du golfe est de minimiser les couts en utilisant cette technologie qui est beaucoup plus économiques que le dessalement.

I.4.3 Cas de la France

I.4.3.1 Crépieux-Charmy (Lyon)

La recharge artificielle de la nappe exploitée de Crépieux-Charmy à Lyon vise à recharger la nappe et à créer une barrière hydraulique entre le Rhône et le champ captant qui fournit 95 % de l'eau de la métropole lyonnaise. Le champ captant couvre 375 hectares et comprend 114 puits et forages. Les débits de pompage (jusqu'à 9 000 m3/h) créent une dépression importante dans l'aquifère. Le champ captant est situé en amont de l'agglomération lyonnaise entre le canal de Miribel, le Vieux Rhône et le canal de Jonage. La barrière hydraulique était nécessaire car la pollution de la rivière peut rapidement atteindre le champ captant. Des canalisations, une autoroute, des voies ferrées et le réseau d'égouts de la ville sont présents à proximité du site et constituent des sources potentielles de pollution. La recharge se fait par des bassins d'infiltration. L'eau est prélevée dans le Rhône à l'aide de conduites immergées placées au fond de « pré-bassins », qui permettent l'élimination des matières flottantes et une légère décantation. Il est ensuite acheminé vers les 12 bassins, d'une superficie totale de 15 hectares, situés entre les bras du Rhône et les puits. Les bassins ont une profondeur de 4 à 5 mètres et leur fond est tapissé d'une couche de sable de 30 cm d'épaisseur qui agit comme un filtre. L'eau est fournie par trop-plein à l'aide de buses et le niveau d'eau varie de 0,5 à 1,8 mètre. L'eau s'infiltre par la zone non saturée, épaisse de 2 à 3 mètres sous les bassins, pour rejoindre l'aquifère. Les dômes

piézométriques qui se forment sous les bassins agissent comme une barrière hydraulique entre le Rhône et les puits d'eau potable. En cas de pollution accidentelle du Rhône, l'alimentation des bassins d'infiltration est stoppée, mais les dômes piézométriques subsistent quelque temps, gênant la propagation de la pollution. Le système permet deux jours sans restriction d'eau. La gestion du système est optimisée grâce à un modèle qui permet de connaître à tout moment l'état de l'aquifère et d'agir en conséquence sur les débits de pompage et d'infiltration des différents ouvrages. Le système est surveillé à l'aide de capteurs qui transmettent des informations sur le débit d'alimentation et le niveau d'eau de chaque bassin, la température et le niveau d'eau de la rivière et le niveau piézométrique de l'aquifère. La gestion du système est optimisée grâce à un modèle qui permet de connaître à tout moment l'état de l'aquifère et d'agir en conséquence sur les débits de pompage et d'infiltration des différents ouvrages. Le système est surveillé à l'aide de capteurs qui transmettent des informations sur le débit d'alimentation et le niveau d'eau de chaque bassin, la température et le niveau d'eau de la rivière et le niveau piézométrique de l'aquifère. La gestion du système est optimisée grâce à un modèle qui permet de connaître à tout moment l'état de l'aquifère et d'agir en conséquence sur les débits de pompage et d'infiltration des différents ouvrages. Le système est surveillé à l'aide de capteurs qui transmettent des informations sur le débit d'alimentation et le niveau d'eau de chaque bassin, la température et le niveau d'eau de la rivière et le niveau piézométrique de l'aquifère.

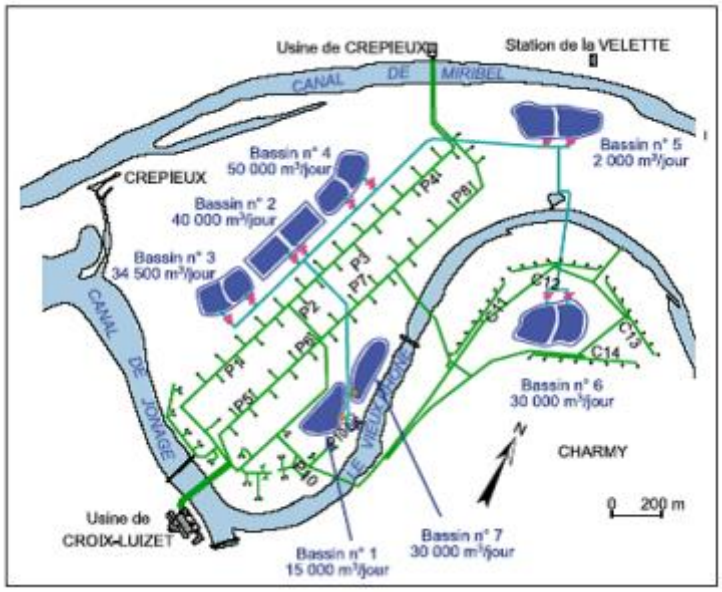


Figure I. 2 Schéma des installations de recharge de nappe de Crépieux-Charmy, France (BRGM).

I.4.3.2 Toulouse 2023

A Toulouse, une expérimentation baptisée "R'Garonne" a démarré en avril 2023 pour une durée de quatre ans pour recharger la nappe alluviale de la Garonne pour soutenir le débit. Cette technique de recharge artificielle est déjà utilisée en Californie, en Australie et en Israël, mais elle reste rare en Europe, du moins pour un usage environnemental.

I.4.4 Cas Tunisien

En Tunisie, l'aquifère côtier de Korba-Mida est crucial pour l'agriculture, et par conséquent, il était nécessaire d'améliorer la quantité et la qualité des eaux souterraines. Depuis 2008, un projet financé par l'État a été mis en place pour traiter les eaux usées par un système de boues activées avec des bassins de polissage. Les eaux usées traitées sont ensuite utilisées pour recharger l'aquifère grâce à des bassins d'infiltration. Cette recharge artificielle a montré des résultats significatifs en relevant le niveau piézométrique deux ans après sa mise en place. L'efficacité de ce projet a été contrôlée par des mesures sur site du niveau des eaux souterraines, de la salinité et des taux de recharge. L'utilisation des eaux usées recyclées pour la recharge de l'aquifère a permis de réduire la salinité des eaux souterraines et d'empêcher l'intrusion d'eau de mer dans l'aquifère côtier de Korba-Mida. Ce projet a permis de préserver les zones humides et d'éviter les conséquences de la surexploitation de l'aquifère tout en favorisant le développement agricole.

I.5 La Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) et le changement climatique

Les nappes phréatiques sont rechargées naturellement par les pluies durant les quatre à cinq mois d'hiver. Mais le changement climatique devrait ralentir le niveau de recharge de 10 % à 30 % d'ici à 2070, selon le BRGM. « La gestion durable des eaux souterraines doit permettre de prélever au plus juste dans un contexte de stress hydrique et de pressions d'usages croissants », estime Nathalie Dörfliger, directrice du programme « eaux souterraines et changement global » au BRGM.

Le changement climatique a plusieurs impacts sur la recharge des nappes phréatiques et cela peut être expliqué par le fait que :

- Le changement climatique peut affecter la quantité et le moment des précipitations, ce qui peut avoir un impact sur la recharge des eaux souterraines :
  Des changements dans les régimes de précipitations peuvent entraîner des changements dans la quantité d'eau disponible pour la recharge, et les changements dans le moment des précipitations peuvent affecter le taux de recharge.
- La hausse des températures peut augmenter les taux d'évaporation, ce qui peut réduire la quantité d'eau disponible pour la recharge. Des températures plus élevées peuvent également augmenter la demande en eau, ce qui peut entraîner une augmentation du pompage des eaux souterraines et une réduction de la recharge.

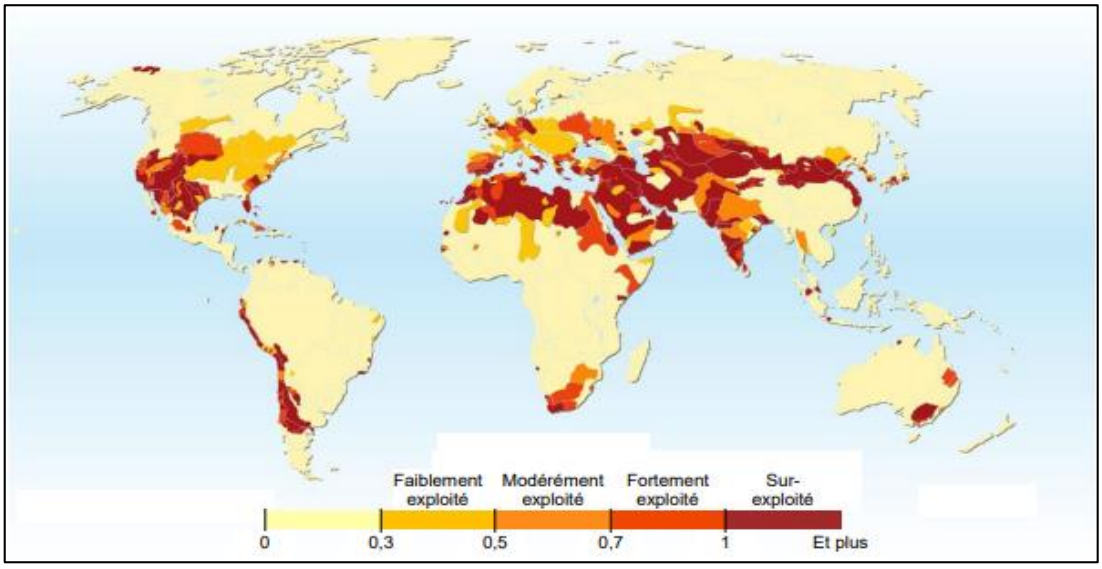


Figure I. 3 Indicateur de stress hydrique dans les principaux bassins (d'après UNEP et GRID-Arendal, 2008).

I.5.1 Cas de l'Algérie

En tant que pays d'Afrique du Nord, l'Algérie est confrontée à de nombreux défis liés aux changements climatiques. Les températures moyennes augmentent, les périodes de sécheresse sont plus fréquentes et les précipitations sont moins abondantes. Selon les Nations unies, les projections de croissance démographique s'établissent à +40 % pour l'Algérie d'ici 2050. Le réchauffement climatique a des effets désastreux sur la planète, y compris en Algérie, où il conduit à la hausse du niveau des mers, la modification des océans, l'amplification des phénomènes météorologiques extrêmes et provoque l'évaporation de l'eau, ce qui modifie le régime des pluies. Le réchauffement climatique est une menace sur les plantes et les animaux, car les cycles de croissance des végétaux sauvages et cultivés sont modifiés. Le réchauffement climatique bouleverse également les conditions de vie humaine et accroît les risques sanitaires : vagues de chaleur, cyclones, inondations, sécheresses, propagation facilitée de maladies, perturbation de la distribution des ressources naturelles, leur quantité et leur qualité et les rendements agricoles ainsi que les activités de pêche.

Les projections climatiques pour l'Algérie sont disponibles sur le Climate Change Knowledge Portal et peuvent être analysées en termes de moyenne ou d'anomalie (changement) projeté. Les données peuvent être analysées annuellement ou saisonnièrement. Selon le rapport de l'OMS sur le profil climatique et sanitaire de l'Algérie, sous un scénario d'émissions élevées, la température annuelle moyenne devrait augmenter d'environ 6,2°C en moyenne entre 1990 et 2100. Le rapport souligne également que le changement climatique contribuera à 22 % des futures pénuries d'eau dans la région MENA d'ici 2050. Des études publiées dans Emerald Insight montrent également des projections de changements de température mensuelle des stations météorologiques algériennes pour les périodes 2020-2039 et 2040-2059 sous les scénarios RCP2.6 et RCP8.5

Tendances climatiques actuelle en Algérie :

- Période de sècheresse intense et persistante durant les 25 dernières années.
- Déficit pluviométrique important, évalué à près de 30 %, sur l'ensemble du pays.
- Réduction des apports au Sahara estimé à 29%.
- Augmentation de la température au cours du XXème siècle comprise entre 1,5° et 2°C, soit plus du double de la hausse moyenne planétaire sur la même période.

Projections à l'horizon 2020 et 2050 obtenues par les modèle UKHI (United Kingdom Meteorological Office High Resolution) en adoptant le scénario «IS92a» du GIEC avec les deux hypothèses haut et bas.

Saison	Paramètre Climatique	2020		2050	
		Bas	Haut	Bas	Haut
Automne	T °C (+)	0,8	1,1	1,2	2,2
	P % (-)	6	8	10	15
Hiver	T °C (+)	0,65	0,8	0,95	1,6
	P % (-)	10	10	16	16
Printemps	T °C (+)	0,85	0,95	1,25	1,9
	P % (-)	5	9	10	20
Eté	T °C (+)	0,85	1,05	1,25	2,1
	P % (-)	8	13	15	22

Pour atténuer l'impact du changement climatique sur la recharge naturelle des nappes. On peut proposer une recharge artificielle de ses dernière , en sachant qu'il est important de surveiller la qualité et la quantité de l'eau de recharge et de mettre en œuvre des pratiques de gestion durable. Cela peut inclure l'utilisation des eaux usées traitées pour la recharge, ce qui peut aider à réduire les impacts environnementaux du rejet des eaux usées tout en répondant aux demandes croissantes en eau. La recharge de l'aquifère avec des eaux usées traitées peut également aider à réduire la salinité des eaux souterraines et à prévenir l'intrusion d'eau de mer dans l'aquifère côtier. L'utilisation des systèmes de recharge doit être basée sur un besoin spécifique lié à la ressource en eau ciblée (qualitatif et/ou quantitatif).

I.6 La Recharge Artificielle de la Nappe (RAN) et l'intrusion marine

I.6.1 Définition d'un biseau salé

L'interface eau douce/eau salée est le contact entre la mer et une nappe d'eau dans un aquifère poreux. Généralement, cette interface est en bordure de mer, mais elle peut se déplacer à l'intérieur des terres en cas d'exploitation trop importante de la nappe ou de précipitations insuffisantes dues à un changement climatique. Cette limite peut être plus ou moins franche (sur quelques mètres) ou progressive (plusieurs dizaines de mètres). La forme et l'extension de cette interface sont régies par des lois et des schémas hydrodynamiques qui correspondent à des cas simples théoriques et ne peuvent servir que de guide dans un contexte naturel souvent plus complexe.

I.6.2 Définition de l'intrusion marine

Lorsque des pompages excessifs d'eau douce sont effectués, cela peut entraîner des dépressions qui sont comblées par les eaux de mer voisines. L'eau de mer pénètre alors dans le sous-sol et crée une interface entre l'eau douce continentale et l'eau salée de la mer. Ce phénomène est connu sous le nom d'intrusion du biseau salé ou intrusion marine. L'eau de mer pénétrée par le sous-sol et par effet de contraste de densité entre l'eau douce continentale et l'eau salée, l'eau de mer contenant en moyenne trente grammes de sel par litre et étant donc plus dense et plus lourde que l'eau douce. Cette interface peut être plus ou moins franche sur quelques mètres ou progressive sur plusieurs dizaines de mètre L'interface eau douce/eau salée, également appelée biseau salé, est généralement présente dans les aquifères côtiers où l'intrusion d'eau marine se produit. Cette interface limite l'exploitation de ces aquifères et sa forme et son extension sont régies par des lois et des schémas hydrodynamiques qui correspondent à des cas simples théoriques. Cependant, ces schémas sont souvent modifiés par des facteurs tels que :

- Une structure géologique complexe du réservoir (variation d'épaisseur, plissement etc.),
- L'hétérogénéité de la lithologie et donc un contraste dans les valeurs des paramètres hydrodynamiques,
- De fortes variations de la recharge par les pluies littorales et donc des débits dans les fleuves côtiers entraînant des fluctuations sur les charges d'eau douce et une extension de la zone de transition,
- De fortes variations saisonnières de la demande dont les pics coïncident souvent avec les périodes d'étiage entraînant également des fluctuations sur les charges d'eau douce et une extension de la zone de transition.

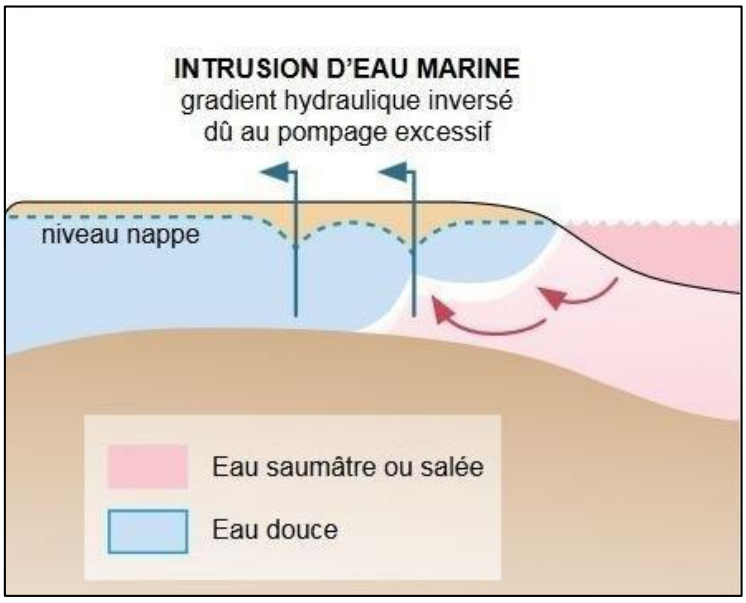


Figure I. 4 Schéma de principe d'une intrusion saline dans un aquifère en milieu côtier. (GWMATE).

I.7 Les intérêts de la recharge artificielle des nappes

Les intérêts de la réalimentation artificielle des aquifères sont multiples. En effet, cette technique permet :

- de réduire, arrêter ou même inverser la baisse du niveau d'eau de la nappe qui peut être naturelle ou due à une surexploitation des ressources, permanente ou cyclique .
- d'améliorer la qualité de l'eau de la nappe, en créant par exemple une barrière hydraulique contre l'intrusion saline dans les aquifères des zones côtières.
- de stocker de l'eau à moindre coût, car les infrastructures nécessaires sont, en générale, minimales en comparaison avec un stockage en réservoirs de surface, les pertes d'eau par évaporation sont évitées et l'eau est protégée des contaminations directes d'origine anthropique ainsi que des phénomènes d'eutrophisation.
- de stocker temporairement de l'eau qui autrement s'écoulerait vers l'aval (eau de ruissellement).
- d'épurer l'eau de façon naturelle au cours de son infiltration vers la nappe grâce aux propriétés biologiques et physico-chimiques du sol.

De faciliter l'acceptation par le public de l'utilisation d'eaux usées traitées, notamment en tant qu'eau potable, grâce au passage de celles-ci par un système d'épuration naturelle : la Zone Non Saturée en eau (ZNS)

I.8 Les méthodes de la Recharge Artificielle de la Nappe (RAN)

I.8.1 La méthode d'injection directe

Cette méthode de recharge artificielle de nappes consiste à injecter de l'eau directement dans la nappe à travers des puits d'injection. Elle peut être utilisée pour réalimenter la nappe avec des eaux de surface, des eaux pluviales, d'orage ou des eaux usées. Voici comment fonctionne la méthode d'injection directe :

- Un puits d'injection est foré dans la zone de recharge pour atteindre la nappe.
- De l'eau est injectée directement dans le puits d'injection et s'infiltre dans la nappe.
- La recharge artificielle de la nappe par la méthode d'injection directe doit être surveillée pour s'assurer que la qualité de l'eau est maintenue et que la recharge est efficace. La qualité de l'eau doit être surveillée pour éviter la contamination de la nappe. Les projets de recharge artificielle de nappes doivent reposer sur un besoin spécifique lié à la ressource en eau ciblée (qualitatif et/ou quantitatif).

Tableau I. 2 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge d'injection directe.

Avantages	Inconvenants
Mise en place sur un site de taille réduit, facilitant son implantation	Risque de contamination de la nappe (par la nappe sus-jacente ou eaux de surface)
Problème de colmatage réversibles et/ou ralenti du fait du cycle pompage injection	Utilisation d'eau de recharge peu dégradées
Contrôle du temps de séjour dans la nappe	Présence d'un contraste de salinité entre l'eau de recharge et celle de la nappe
Possibilité d'utiliser des nappes (captives ou semi-captives) profondes et/ou contaminés	Débits d'injection parfois difficile à maintenir
	Dans le cas de l'ASTR, pompage et injection dans 2 puits différents donc plus de colmatage
	Temps de stockage limité pour éviter que le mélange des eaux ne soit trop important

I.8.2 Méthode d'injection indirecte

La méthode indirecte de recharge artificielle des eaux souterraines consiste à augmenter le transfert d'eau entre une rivière et une nappe alluviale en implantant des sites de pompage à proximité de ses berges. Concrètement, une ligne de forage parallèle et proche d'une rivière est mise en place. Le pompage dans les puits induit un rabattement de l'aquifère et donc une modification des différences de pression existant entre l'eau du fleuve et l'aquifère. Ces pompages provoquent donc des infiltrations d'eau de surface par les berges, à condition qu'elles ne soient pas colmatées et que le débit de pompage soit suffisant. Ce dispositif vise à utiliser la capacité géo-épuratrice des berges pour filtrer et purifier l'eau de recharge. En raison de la teneur élevée en matières en suspension dans les eaux de surface, un processus de colmatage de ces berges peut rapidement se produire. Pour surmonter cette contrainte, il est préférable de maintenir un taux d'infiltration relativement faible et de prévoir un entretien régulier de ces zones. Ce dispositif est largement utilisé par les grands sites de recharge artificielle situés en France (Croissy-sur-Seine, Flins-Aubergenville, Crépieux Charmy), en association ou non avec des bassins d'infiltration.

Tableau I. 3 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge d'injection indirecte.

Avantages	Inconvenants
Coût de mise en place relativement faible et facilite entretient	Taux d'infiltration souvent limité et temporaires
Possibilité d'utilisation des différents types d'eaux de recharge	Colmatage élevé dans la zone d'infiltration de berge en raison du taux élevée de MES dans les eaux infiltrées
Epuration des eaux de recharge lors de leur filtration à travers la zone non saturée de l'aquifère, ce qui implique une réduction des étapes de prétraitement de ces eaux	
Infiltration de volumes d'eau importants	Processus de colmatage quasi-irréversible

I.8.3 La méthode des bassins d'infiltration

La méthode des bassins d'infiltration pour la recharge artificielle de nappes fonctionne en construisant des bassins de rétention pour stocker l'eau de surface. L'eau de surface s'infiltre ensuite dans le sol et recharge la nappe. Cette méthode peut être utilisée pour recharger les nappes phréatiques ou les aquifères profonds. Voici les étapes de la méthode des bassins d'infiltration :

- **Construction des bassins de rétention :** des bassins de rétention sont construits pour stocker l'eau de surface. Les bassins peuvent être construits en surface ou en sous-sol, en fonction des caractéristiques du terrain.
- **Prétraitement de l'eau :** l'eau de surface est prétraitée pour éliminer les contaminants et améliorer la qualité de l'eau.
- **Infiltration de l'eau :** l'eau de surface est ensuite infiltrée dans le sol à travers les bassins de rétention. L'eau s'infiltre dans le sol et recharge la nappe.
- **Surveillance de la recharge :** la recharge artificielle de la nappe par la méthode des bassins d'infiltration doit être surveillée pour s'assurer que la qualité de l'eau est maintenue et que la recharge est efficace.

I.8.3.1 Bassin d'infiltration

Un bassin d'infiltration pour la recharge artificielle de nappes est conçu en fonction des caractéristiques du terrain et des besoins spécifiques de la ressource en eau ciblée. Voici quelques éléments qui peuvent être pris en compte lors de la conception d'un bassin d'infiltration :

- **La taille du bassin :** la taille du bassin dépend de la quantité d'eau à stocker et de la capacité d'infiltration du sol.
- **La forme du bassin :** la forme du bassin peut varier en fonction des caractéristiques du terrain et des contraintes environnementales.
- **Le revêtement du bassin :** le revêtement du bassin doit être étanche pour éviter les pertes d'eau par infiltration dans le sol.
- **Les dispositifs de contrôle :** des dispositifs de contrôle peuvent être installés pour mesurer la quantité d'eau stockée dans le bassin et la quantité d'eau infiltrée dans le sol.
- **Les dispositifs de prétraitement :** des dispositifs de prétraitement peuvent être installés pour éliminer les contaminants et améliorer la qualité de l'eau avant l'infiltration dans le sol.
- **La gestion des eaux de surface :** la gestion des eaux de surface autour du bassin est importante pour éviter les pertes d'eau par ruissellement et pour éviter la contamination de l'eau stockée dans le bassin.
- **La surveillance de la recharge :** la recharge artificielle de la nappe par la méthode des bassins d'infiltration doit être surveillée pour s'assurer que la qualité de l'eau est maintenue et que la recharge est efficace.

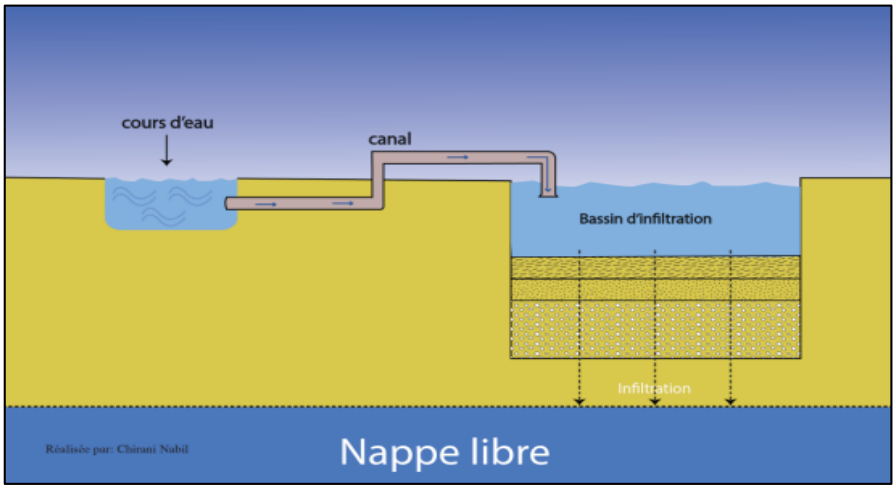


Figure I. 5 Schéma montrant le principe d'alimentation d'un bassin d'infiltration.

Tableau I. 4 Récapitulatif avantages/inconvénients des dispositifs de recharge type bassins d'infiltration.

Avantages	Inconvenants
Facilité d'entretien	Besoin d'une emprise au sol conséquente
Diversité des sites d'installations en raison du nombre important de nappes alluviales	
Application dans le cas d'AEP	

Epuration des eaux de recharge lors de leur filtration à travers la zone non saturée de l'aquifère, ce qui implique une réduction des étapes de prétraitement de ces eaux	Taux d'infiltration variable suivant la technique utilisée
Infiltration de volumes d'eau importants	Processus de colmatage quasi-irréversible
Possibilité d'utilisation des différents types d'eaux de recharge	Colmatage d'origine physique, biologique, chimique de la zone d'infiltration
Possibilité d'inclusion de végétation augmentant la perméabilité du sol et les propriétés géo-épuratoires du dispositif	Taux d'infiltration diminuant au cours du temps
Amélioration de la capacité géo-épuratoire du système via l'ajout de couches de sable et/ou la mise en place de géotextile	

I.9 Conclusion

Après avoir exploré ce chapitre, on peut conclure que la recharge artificielle des nappes est une solution éprouvée dans plusieurs pays à travers le monde, offrant des perspectives prometteuses pour résoudre les problèmes à la fois liées à la gestion des ressources en eau tout en répondant aux enjeux environnementaux. Dans le chapitre suivant, nous nous pencherons plus en détail sur la zone d'étude, la MITIDJA, où se déroulera la recharge de la nappe dans le cadre de notre projet.

CHAPITRE II :

CARACTERISTIQUES DE LA ZONE D'ETUDE DE LA MITIDJA

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

II.1 Introduction

Dans cette section, nous débuterons par une analyse exhaustive de la Mitidja, une plaine localisée dans le nord de l'Algérie. Cette présentation englobera ses particularités géographiques et géologiques, ainsi que son étendue territoriale. Ensuite, nous approfondirons notre étude en se focalisant sur le climat de cette région. Enfin, nous aborderons une étude piézométrique dédiée à l'aquifère alluvial de la Mitidja orientale, incluant le projet expérimental des bassins d'infiltration dans la région de Tabainet. L'objectif principal de ce chapitre est de fournir une analyse approfondie de la Mitidja et des mécanismes qui impactent la recharge artificielle des éléments de la nappe dans cette région.

II.2 Présentation de la mitidja

La plaine de la Mitidja s'étend sur une superficie de 1450 km², avec une longueur d'environ 100 km sur une largeur de 10 à 18 km. Elle est située entre les longitudes 2°32'00E et 3°19'00E et latitudes 36°25'17''N et 36°47'40''N. La plaine est repartie sur quatre (04) Wilayats : Blida, Tipaza, Boumerdes et Alger. Elle est délimitée au nord par les collines du Sahel algérien (260m) et l'Atlas Blidéen (1200m) au Sud, à une altitude moyenne d'environ 50 mètres. On y distingue deux zones géographiques : La Mitidja Est et la Mitidja Ouest.

On distingue au niveau de la Mitidja quatre sous bassins versants :

- Sous bassin occidental (Oued Nador).
- Sous bassin du Mazafran (Oued Mazafran).
- Sous bassin d'El Harrach (Oued Harrach).
- Sous bassin oriental (O. Hamiz et O. Réghaia). **[2]**

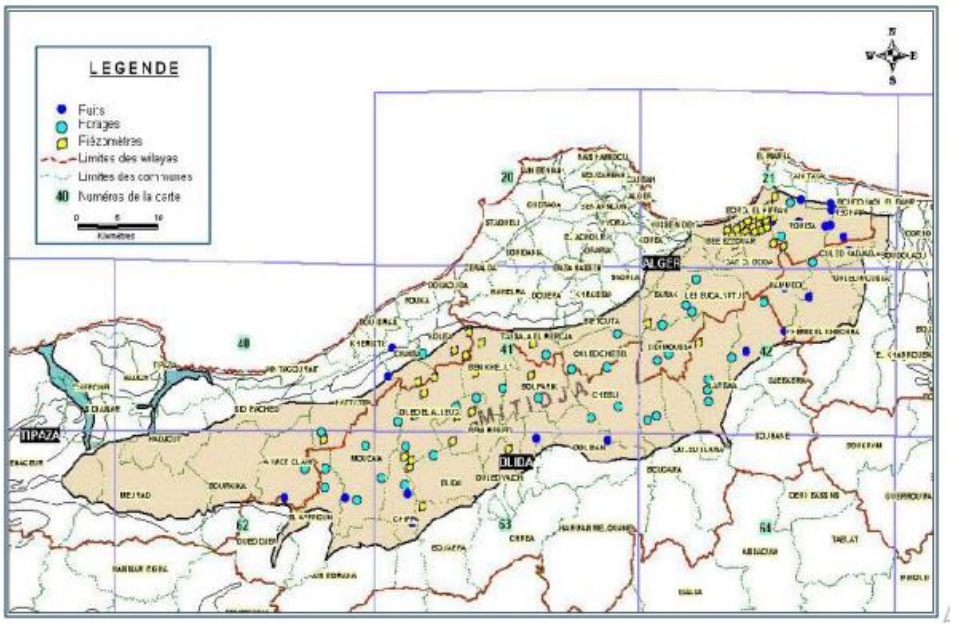


***Figure II. 1 carte géologique de la plaine de la Mitidja du centre septentrional d'Algérie* (Djoudar, 2014)**

II.3 Géologie et stratigraphie

La région de la plaine de la Mitidja présente une succession lithologique qui peut être décrite de manière technique de la manière suivante :

II.3.1 Quaternaire

II.3.1.1 Les dépôts récents

Ces dépôts occupent une petite partie de la plaine de la Mitidja. Ils se composent des formations suivantes :

- Dépôts de sables dunaires
- Dépôts des cours d'eau actuels
- Dépôts du piémont de l'Atlas

II.3.1.2 Les formations du Mazafran et de Halloula

Ces deux formations se trouvent dans la plaine, séparées par les Oued Djer et Bou Roumi. À l'ouest de l'Oued Djer, dans l'ancien lac Halloula, les dépôts sont principalement limoneux et argileux, de couleur noire ou grise, et ils sont composés de vases, d'argiles organiques riches en matières organiques. Leur épaisseur moyenne est d'environ 10 mètres. À l'est de l'Oued Djer, les limons de la formation du Mazafran sont localisés le long de la cluse de l'Oued Mazafran. **[2]**

II.3.1.3 La formation de la Mitidja

Cette formation est principalement constituée de matériaux alluvionnaires tels que du sable, des argiles sableuses, des argiles graveleuses, des graviers, des galets et des galets gréseux souvent argileux ou limoneux. Elle est présente dans toute la plaine, à l'exception de sa partie occidentale où ces alluvions sont recouvertes par des marnes et des argiles de la basse plaine du Mazafran et de Halloula**. [2]**

II.3.1.4 La formation d'El Harrach

Cette formation, nommée par L. Glangeaud, est composée d'argiles plastiques jaunâtres avec une base grise. On y trouve des niveaux lenticulaires de graviers, de sables et de lits tourbeux d'une épaisseur de deux à six mètres. Elle est visible en surface dans la région d'El-Harrach, le long du versant sud du Sahel et à l'ouest de Hadjout.

II.3.2 Tertiaire

II.3.2.1 Le Miocène et les roches plus anciennes

Ces formations se trouvent sous le bassin de la Mitidja, dans le cœur de l'anticlinal du Sahel, et affleurent par endroits dans l'Atlas, sur la bordure sud du bassin.

- Les formations les plus anciennes : Elles sont composées de roches éruptives du tertiaire (rhyolites et andésites) et sont visibles sur le pourtour sud-ouest de la Mitidja.
- Le Miocène : Il affleure le long de l'Atlas entre Meftah et Khemis El Khechna,ainsi qu'à l'est de l'Oued Réghaia. Il est représenté par des marnes d'une épaisseur de 50 mètres de l'époque du Vindobonien, contenant des lentilles de calcaires et des lentilles de grès d'épaisseur variable de l'époque du Burdigalien.

II.3.2.2 Le Pliocène

Il est constitué de dépôts astiens et plais anciens qui se distinguent clairement. Il est bien développé à l'est de Koléa, à la limite entre le Sahel et la Mitidja, tandis qu'il est peu présent sur la bordure sud près de Hadjout. Sur cette bordure méridionale, les formations quaternaires recouvrent les formations du Paléocène, masquant ainsi le Pliocène. Le Pliocène comprend principalement :

- L'Astien : Il présente une lithologie variée, composée de calcaires ou de calcaires sableux, de grès, d'argiles calcaires de couleur jaune, ainsi que des calcaires à faciès récifal ou subrécifal. L'épaisseur moyenne de cette série est comprise entre 100 et 130 mètres. La formation de l'Astien est bien développée du côté sud de la Mitidja et se trouve à des profondeurs allant de 250 à 300 mètres. On la rencontre notamment à l'est de Rouïba à de faibles profondeurs.
- Le Plaisancien : est composé principalement de marnes qui constituent la majeure partie du bourrelet sahélien et une partie du remplissage de la Mitidja. On y trouve également localement des bancs de grès faiblement glauconieux. Les affleurements du Plaisancien sont visibles sur le Sahel, situés en dessous de l'Astien, ainsi que dans la région de Khemis-El-Khechna, où ils reposent en discordance sur les formations miocènes (Rivoirard, 1952). (fig.02)

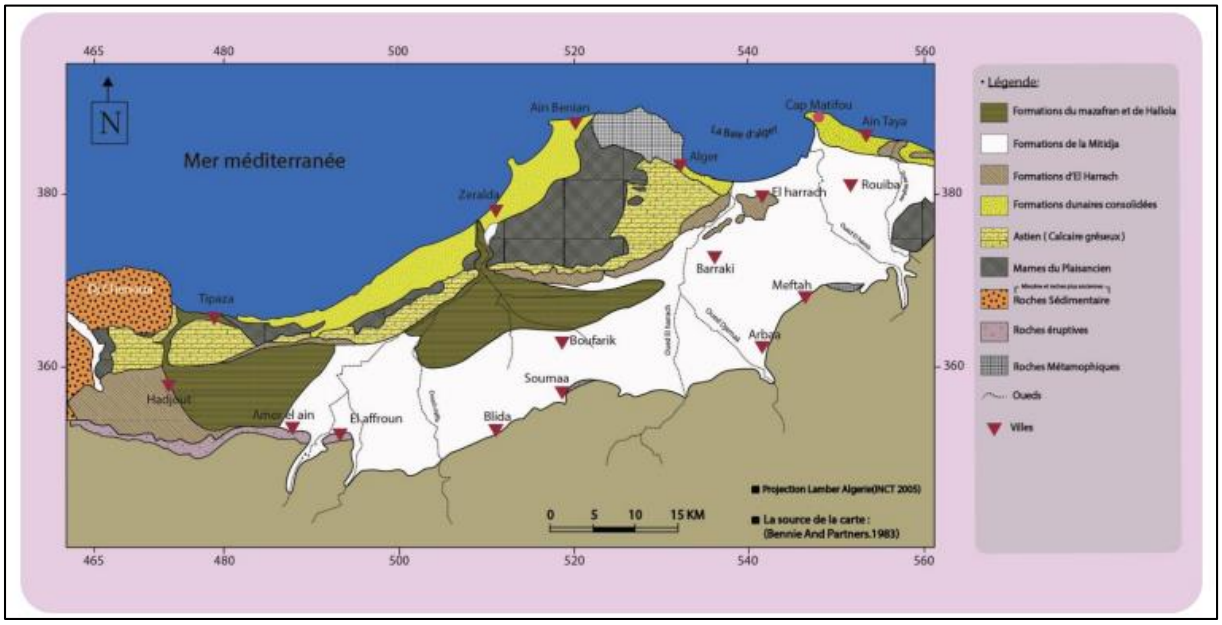


Figure II. 2 Carte géologique de plaine de la Mitidja (Bennie And Partners, 1983).

II.4 Pédologie

L'étude agro-pédologique de la Mitidja réalisée par Ecrément en 1971, ainsi que la cartographie pédologique à l'échelle du 1/20 000 de la Mitidja effectuée par Raissi et al. en 2004, ont permis d'identifier cinq (5) classes de sols distinctes :

- **Sol Peu évolué :** non climatique/d'épandage colluvial.
- **Sol Calcimagnésiques :** sol carbonatés /sol brun calcaires.
- **Sol à Sesquioxydes de fer :** sol rouge formé sous un climat de type méditerrané.
- **Sol Vertisols :** à drainage externe nul ou réduit à structure au geleuses sur au moins dans 15 cm supérieur à drainage externe possible à structuré arrondie sur au moins de 15 cm.
- **Sol Hydromorphe :** à caractère hydromorphe a été favorisé par un relief relativement plat, des textures fines à très fines et un système de drainage généralement défectueux. **[3]**

Selon les recherches de Dridi et Zemmouri en 2012, les sols de la plaine de la Mitidja se caractérisent par une forte teneur en argile (en moyenne 49,3 %), tandis que les limons fins sont également présents à des taux considérables (en moyenne 29,4 %). En revanche, les taux de limons grossiers et de sables sont bas. Selon le Plan d'Aménagement de la Côte (PAC) de 2004, les critères liés à la pédologie (tels que la profondeur des sols, la texture, etc.) et à la capacité de drainage des sols (les risques d'hydromorphie) sont utilisés pour différencier les classes d'aptitude des terres.

La plaine de la Mitidja est principalement constituée de dépôts alluviaux quaternaires récents, avec quelques zones contenant du grès, des sables, des marnes, des formations pliocènes et quelques formations éruptives. Les sols peu évolués d'origine alluviale, caractérisés par une fertilité minérale élevée, sont les plus courants. La composition de ces dépôts alluviaux varie considérablement du nord au sud de la plaine. Au pied de l'Atlas, on trouve des formations caillouteuses qui évoluent ensuite vers des sols limoneux jusqu'à la lisière des collines du Sahel. **[3]**

II.5 Etude climatologique

II.5.1 Climat de la Mitidja

La Mitidja présente un climat méditerranéen subhumide qui est principalement influencé par deux paramètres essentiels : la température et la pluviométrie. On peut distinguer deux périodes distinctes :

- Une période froide et humide qui s'étend généralement d'octobre à mai.
- Une période chaude et sèche qui s'étend généralement de juin à septembre.

II.5.2 Précipitation

Les précipitations jouent un rôle fondamental dans l'hydrologie. La connaissance de ces apports en eau au sol est essentielle pour évaluer l'état des réserves, la recharge des nappes et le régime des cours d'eau. Les données pluviométriques sont collectées à partir de trois stations météorologiques réparties de manière relativement homogène dans le sous-bassin versant de

l'oued El-Harrach. Le choix de ces stations climatiques est basé sur leur répartition par rapport à notre zone d'étude et sur la qualité des données requises.

Les stations de Larbaa, Soumaa et Réghaia ont été sélectionnées pour calculer les moyennes mensuelles et annuelles des précipitations sur une période de 30 ans (1987-2017) (voir figure 4 et figure 5). Les différentes caractéristiques relatives à ces stations sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau II. 1 Caractéristiques des stations pluviométriques.

Station	Code ANRH	Cordonnées Lambert		Altitude (m)
		X	Y	
Larbaa	021402	543000	358000	30
Réghaia	020632	557820	382230	20
Soumaa	021234	517450	355900	35

Précipitations moyennes mensuelles :

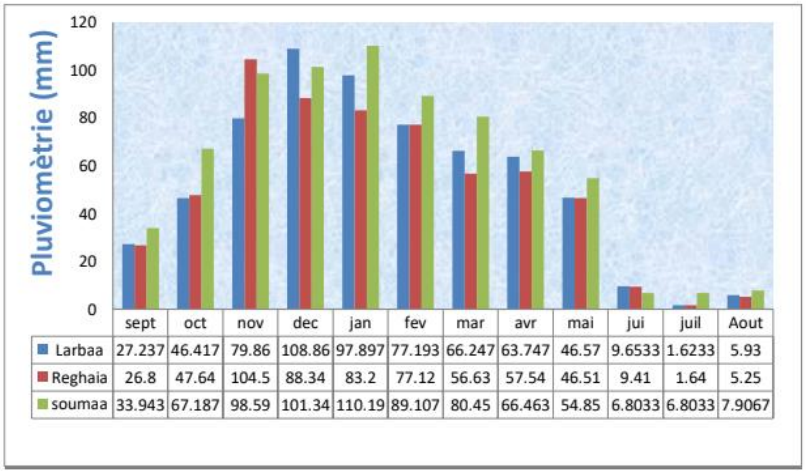


Figure II. 3 Histogramme des précipitations moyennes mensuelles Période (1987-2017) .

L'analyse de la pluviométrie moyenne mensuelle calculée sur une période de 30 ans (1987-2017) dans les stations climatiques de Larbaa, Réghaia et Soumaa montre ce qui suit (voir figure 03) :

- Une saison pluvieuse s'étendant de novembre à avril, avec un pic maximal atteignant environ 108,8 mm enregistré en décembre à la station de Larbaa.
- Une saison sèche s'étendant de mai à octobre, avec une valeur minimale d'environ 1,623 mm enregistrée en juillet à la station de Larbaa.
- Le mois le plus pluvieux est novembre pour la station de Réghaia, avec une valeur maximale d'environ 104,5 mm, et janvier pour la station de Soumaa, avec 110,1 mm.
- Les précipitations présentent une grande irrégularité d'une année à l'autre. Leur répartition tout au long de l'année n'est pas uniforme. Elles sont influencées par plusieurs facteurs, tels que la latitude et la continentalité.

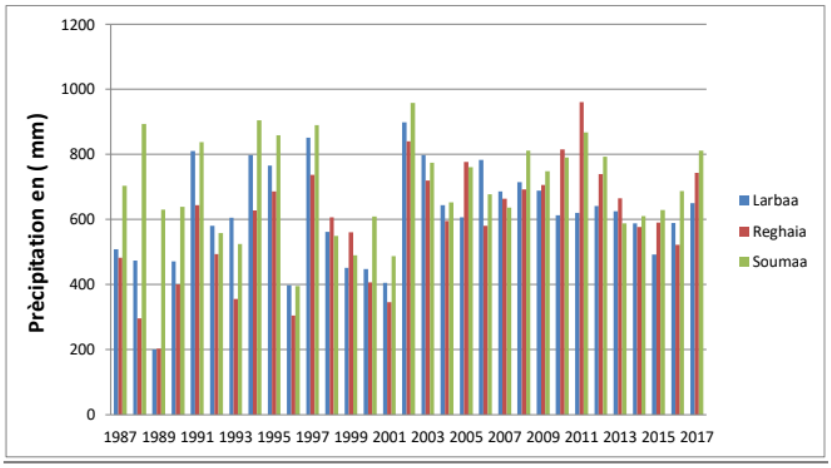


Figure II. 4 Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1987-2017).

L'analyse de la pluviométrie moyenne annuelle calculée sur une période de 30 ans (1987-2017) dans les stations climatiques de Larbaa, Réghaia et Soumaa met en évidence les points suivants (voir figure 04) :

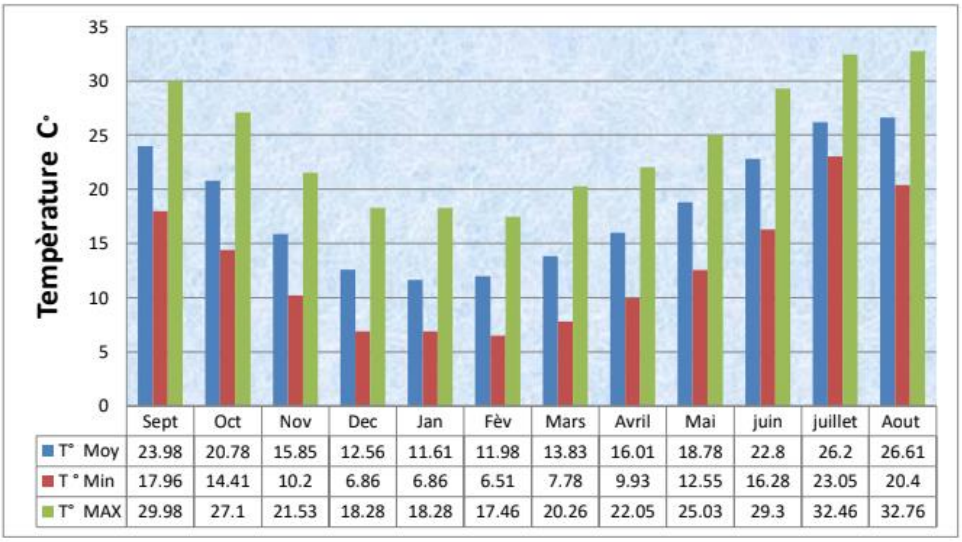
- La pluviosité moyenne annuelle dans les différentes stations est d'environ 600 mm, avec une valeur minimale de 201,1 mm enregistrée en 1989 à la station de Larbaa et un maximum de 960,7 mm en 2011 à la station de Réghaia.
- La pluviométrie annuelle calculée présente des variations dans le temps et dans l'espace. Cette pluviosité varie de 200 à 900 mm au cours de la période de 1987 à 2017. En plus de cette irrégularité annuelle, il existe également une irrégularité interannuelle, avec des années humides pouvant être deux fois plus pluvieuses que les années sèches.

II.5.3 Température

La température joue un rôle essentiel dans la caractérisation du régime climatique d'une région. Pour évaluer la température mensuelle de notre région sur une période de 33 ans (1985-2018) (voir figure 04), la station de relevés de température choisie est celle de Dar El Beida, car cette station dispose de données sur une période suffisamment longue.

Il convient de noter que les autres stations prises en compte pour les mesures des précipitations (Réghaia, Soumaa et Larbaa) ne disposent pas de relevés de température.

Température mensuelle et annuelle :



	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fèv	Mars	Avril	Mai	juin	juillet	Aout
T° Moy	23.98	20.78	15.85	12.56	11.61	11.98	13.83	16.01	18.78	22.8	26.2	26.61
T ° Min	17.96	14.41	10.2	6.86	6.86	6.51	7.78	9.93	12.55	16.28	23.05	20.4
T° MAX	29.98	27.1	21.53	18.28	18.28	17.46	20.26	22.05	25.03	29.3	32.46	32.76

Figure II. 5 Histogramme des Variations de température à la station de Dar El Beida. (1985-2018).

L'analyse des valeurs moyennes mensuelles enregistrées à la station de Dar El Beida sur une période de 33 ans (1985-2018) (voir figure 04) révèle ce qui suit :

- La température maximale mensuelle atteint environ 32,76 °C en août, tandis que la température minimale mensuelle est de 6,51 °C enregistrée en février (voir figure 05).
- La saison hydrologique est divisée en deux périodes :
- Une période froide (saison humide) qui s'étend de novembre à mai. La température moyenne la plus basse enregistrée au cours de cette saison est de 11,61 °C en janvier.
- Une période chaude (saison sèche) qui s'étend de juin à octobre. La température moyenne la plus élevée enregistrée au cours de cette saison est de 26,61 °C en août.

II.5.4 Evapotranspiration

II.5.4.1 L'évapotranspiration potentielle (ETP)

L'Évapotranspiration Potentielle (ETP) est une mesure quantitative de la quantité d'eau qui pourrait s'évaporer et être transpirée par les plantes dans des conditions idéales, en supposant une couverture végétale complète et suffisamment d'eau disponible. C'est une estimation de l'évaporation potentielle à partir de la surface du sol et de la transpiration des plantes, sans tenir compte des limitations liées à la disponibilité réelle de l'eau. Elle est influencée par des facteurs environnementaux tels que la radiation solaire, la température de l'air, l'humidité de l'air, la vitesse du vent et la répartition de la végétation. Différentes méthodes sont utilisées pour calculer l'ETP, notamment l'équation de Penman-Monteith qu'on a utilisée pour calculer l'ETP (ET0) de la région Mitidja Est et qui est souvent considérée comme une approche de référence pour estimer l'ETP en prenant en compte les conditions climatiques spécifiques du site.

Avec :

$$ET0 = \frac{0{,}408\,\Delta\,(Rn-G)+\gamma\,\frac{Cste}{T+273}\,u_2(e_s-e_a)}{\Delta+\gamma\,(1+0{,}34\,u_2)}$$

Sachant que :

- ET0 = évapotranspiration de référence, en mm/j ou mm/h.
- Rn = rayonnement global en MJ/m²/j ou MJ/m²/h.
- G = flux de chaleur dans le sol par conduction en MJ/m²/j ou MJ/m²/h.
- Δ et γ = constantes en kPa/°C.
- T = température en °C.
- u2 = vitesse du vent à 2 mètres du sol en m/s.

Les résultats obtenus à partir de l'application de la méthode Penman-Monteith à la station de Dar el Beida sur une période de 1956 à 2008 indiquent des valeurs annuelles d'Évapotranspiration Potentielle (ETPann) comme suit :

- l'ETPann est estimée à 1270.74 mm. Le mois de juillet présente la valeur maximale d'ETPann, atteignant 296.60 mm. **[3]**

II.5.4.2 Déficit pluviométrique (Dp)

L'étude de l'évolution du déficit pluviométrique dans la Mitidja Est, spécifiquement à la station de Dar El Beida pour la période de 1956 à 2008, a été réalisée en calculant la différence entre les valeurs d'évapotranspiration potentielle (ETP) et les précipitations enregistrées (P). Cette différence est représentée par le paramètre du déficit pluviométrique (Dp).

Le déficit pluviométrique a été observé de manière continue du mois d'avril au mois d'octobre. Pendant cette période, l'évapotranspiration potentielle dépasse largement les quantités de précipitations enregistrées. Cela signifie que la quantité d'eau perdue par évaporation et transpiration des plantes est supérieure à la quantité d'eau reçue sous forme de pluie. **[3]**

II.5.4.3 Estimation de l'évapotranspiration réelle (ETR)

L'évapotranspiration réelle représente la quantité d'eau réellement perdue par évapotranspiration du sol et des plantes. Pour estimer ce paramètre à l'échelle annuelle, on utilise des formules empiriques telles que la formule de TURC, qui est applicable à tous les climats, y compris celui de la Mitidja Est.

Selon la formule de TURC, l'évapotranspiration réelle annuelle (ETR) est calculée comme suit:

$$\mathbf{ETR = P/\,(0{,}9+P^2/L^2)^{1/2}}$$

Où:

- ETR: évapotranspiration réelle annuelle en millimètres (mm).
- P: hauteur annuelle des précipitations en millimètres (mm).
- L: pouvoir évaporant, défini comme $L = 300 + 25T + 0{,}05T^3$.
- T: température moyenne annuelle en degrés Celsius (°C).

En utilisant les données des précipitations annuelles et des températures moyennes annuelles de la Mitidja Est, soit 677,41 mm de précipitations et une température moyenne de 17,34°C, avec un pouvoir évaporant de 994,48, l'ETR est estimée à 580,02 mm/an, ce qui représente 85,62% des précipitations de la Mitidja Est. **[3]**

II.5.5 Bilan hydrologique

En effectuant une étude du bilan hydrologique de la région de la Mitidja Est et cela en prenant en compte les précipitations, les températures et l'évapotranspiration potentielle (ETP), nous avons pu estimer le ruissellement (R) et l'infiltration (I).

Les résultats indiquent que la moyenne des précipitations est de 677,41 mm, avec une lame infiltrée de 46,72 mm, ce qui représente 6,90 % des précipitations. En revanche, le ruissellement observé est de 64,17 mm, soit 9,47 % des précipitations dans la Mitidja Est. Cette différence peut être attribuée aux caractéristiques géomorphologiques du bassin versant de la Mitidja et à la prédominance des formations imperméables, favorisant ainsi le phénomène de ruissellement. **[3]**

II.6 Etude piézométrie de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale

Dans le but de surveiller les variations de l'aquifère alluvial oriental dans le temps et dans l'espace, des mesures piézométriques ainsi que des prélèvements d'eau ont été effectués pendant les périodes de basses et hautes eaux. Le suivi de l'évolution piézométrique revêt une importance primordiale car il permet de comprendre le sens des écoulements souterrains, ainsi que d'identifier les zones de recharge et les zones de dépression.

Dans cette optique, deux cartes piézométriques ont été élaborées pour la période de hautes eaux et de basses eaux de l'année 2018 (figure 06 et figure 07). Ces cartes fournissent une représentation visuelle de la distribution des niveaux piézométriques dans l'aquifère à ces moments spécifiques.

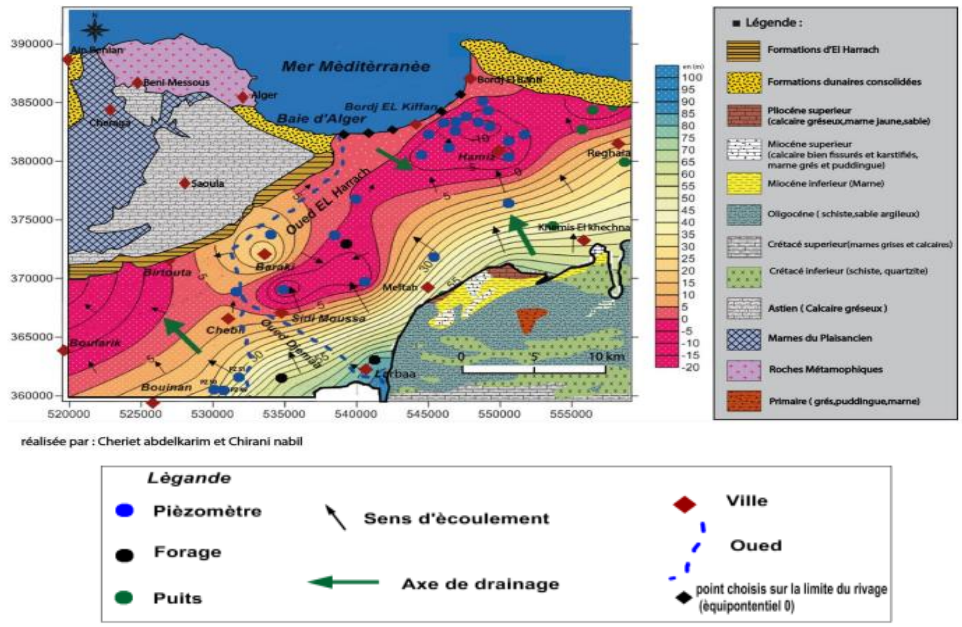


Figure II. 6 Carte piézométrique de l'aquifère alluviale dans la Mitidja orientale (Campagne basse eaux octobre 2018, ANRH).

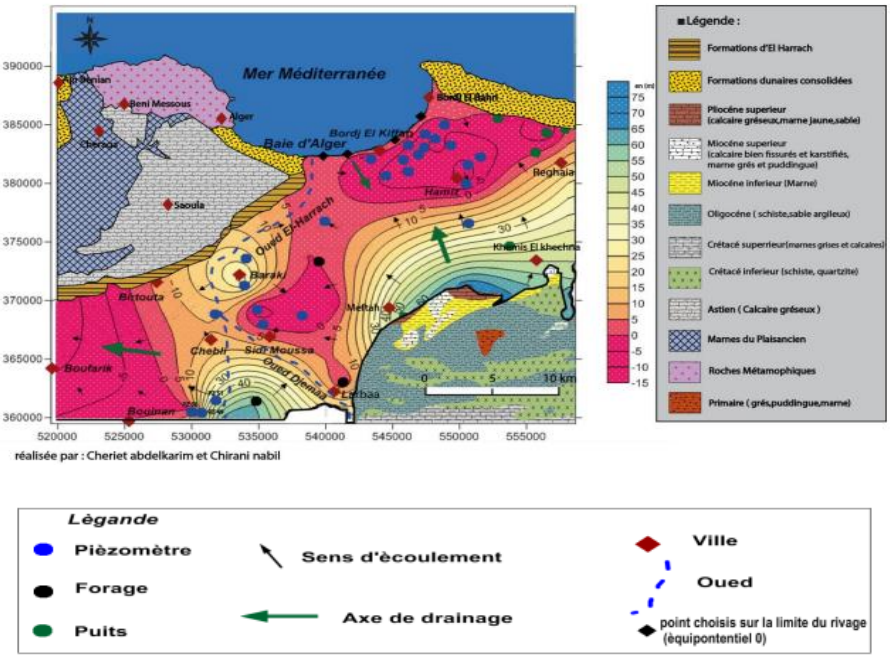


Figure II. 7 Carte piézométrique de l'aquifère alluvial dans la Mitidja orientale. (Campagne hautes eaux Mai 2018, ANRH).

- **Interprétations**

Les deux cartes piézométriques des périodes de hautes et basses eaux de l'aquifère alluvial de la Mitidja orientale révèlent un sens d'écoulement du sud vers le nord en amont de la Mitidja orientale, correspondant approximativement au parcours de l'oued El-Harrach. Au niveau de la baie d'Alger, on observe un sens d'écoulement inverse, du nord vers le sud.

- Des rabattements de la nappe alluviale sont enregistrés dans les champs de captage de Baraki-Sidi Moussa et Hamiz en raison d'une exploitation intensive de la nappe, entraînant ainsi une baisse du niveau d'eau avec des valeurs atteignant -20 mètres en période de basses eaux et -15 mètres en période de hautes eux.
- On constate que les écoulements des eaux souterraines de l'aquifère alluvial sont plus rapides en amont qu'en aval, ce qui peut être attribué aux caractéristiques hydrogéologiques de l'aquifère telles que l'épaisseur, la pente et la perméabilité.
- L'analyse des deux cartes piézométriques confirme que le front salin progresse dans une direction préférentielle, générée par le cône de dépression vers le champ de captage de Hamiz. Actuellement, il se situe à environ 5 kilomètres de la côte et à moins de 500 mètres de la limite nord-ouest de ce champ de captage.

Le diagnostic actuel dans la région de la baie d'Alger permet de conclure que d'après docteur Cheriet, l'intrusion marine est principalement due à une surexploitation locale de la nappe, entraînant une augmentation de la salinité.

II.7 Hydrochimie de la nappe de la Mitidja

II.7.1 Paramètres physico-chimiques des eaux

Les paramètres tels que le pH (potentiel hydrogène) et la conductivité électrique (CE) peuvent être mesurés facilement sur le site lui-même (In-Situ), ce qui nous permet d'obtenir une indication de l'état chimique des polluants présents dans l'eau. Ces mesures effectuées sur le terrain seront ensuite complétées par des analyses chimiques réalisées en laboratoire.

II.7.2 Potentiel d'hydrogène (PH)

Le pH est un paramètre qui détermine le niveau d'acidité ou d'alcalinité d'une eau. Ce qui est considéré comme acceptable dans notre cas étant donné que les valeurs de pH varient entre 6,8 et 8,0, ce qui se situe dans la plage normale de potabilité établie par l'OMS ($6,5 < pH < 9,5$). Par conséquent, ces eaux sont légèrement basiques. **[2]**

II.7.3 Conductivité électrique

La conductivité électrique de l'eau est une mesure de sa capacité à permettre le déplacement des charges électriques de manière libre. Cette caractéristique est influencée par la minéralisation de l'eau (la dissolution des sels dans l'eau) et est généralement exprimée en microsiemens par centimètre à 25 °C.

Les mesures de conductivité électrique effectuées à différentes périodes (2006, 2008, 2016 et 2018, pour les périodes de basses et hautes eaux) révèlent de fortes variations spatio-temporelles, allant de 510 à 3176,8 µ.mho/cm .Ces variations sont expliquées par une concentration élevée en minéraux pendant les périodes analysées. **[2]**

II.7.4 Analyse Statistique des paramètres chimiques

L'étude des statistiques descriptives des éléments chimiques constituant les eaux souterraines, sur les quatre campagnes d'analyse : 2006, 2008, 2016 et 2018 (basses et hautes eaux). Cette analyse statistique des éléments constitutifs de l'eau et caractérisant sa qualité ont permis d'observer ce qui suit :

- Les écarts-types présentent des valeurs assez importantes (entre 39,33 mg/l et 76,41 mg/l), confirmant ainsi la variation des concentrations en Calcium (Ca^{2+}) observée précédemment. Les moyennes des quatre campagnes restent proches, avec des valeurs variant de 133,6 mg/l à 179,2 mg/l.
- Le Magnésium (Mg^{2+}) présente des écarts-types faibles, variant entre 16,05 mg/l et 27,3 mg/l. La concentration de cet élément est principalement causée par le lessivage des formations argileuses du Pliocène (Villafranchien).
- Pour le sodium (Na^{+}), comme mentionné précédemment, les valeurs les plus élevées sont observées au niveau de la zone côtière (baie d'Alger), où le phénomène d'intrusion marine est remarquable. Cela est confirmé par les valeurs élevées des écarts-types obtenus.
- En ce qui concerne les chlorures, des valeurs d'écarts-types très élevées sont notées, variant entre 82,66 mg/l (en 2018, hautes eaux) et 145,6 mg/l (en 2006, basses eaux). Cela confirme les graphiques présentés précédemment, où des concentrations très élevées de chlorures ont été enregistrées, cela s'explique par le lessivage des formations

éruptives et des alluvions argileuses, ainsi que par le déversement des eaux usées dans les plaines.

- Les résultats de l'analyse statistique montrent des écarts-types très faibles (variant entre 0,7 mg/l en 2008 et 3,77 mg/l en 2016, basses eaux) en accord avec les très faibles teneurs en cet élément observées précédemment.
- Les teneurs en sulfates présentent des variations assez importantes au cours des deux périodes et des quatre campagnes de mesure. Les écarts-types varient entre 36,9 mg/l en 2016 (basses eaux) et 125,8 mg/l en 2008 (hautes eaux). Ces teneurs élevées en sulfates sont principalement dues aux rejets industriels non contrôlés, notamment dans la région Est de la Mitidja (Réghaia et Rouiba).
- De même, les bicarbonates présentent des teneurs et des écarts-types très élevés (73,0 mg/l en 2006, basses eaux et 141,82 mg/l en 2018, hautes eaux). Cela s'explique par le lessivage des formations carbonatées pendant la période des hautes eaux. **[2]**

II.8 Projet d'expérimentation des bassins d'infiltrations dans la région de Tabainet

Des études ont été menées par des gestionnaires dans la Mitidja orientale pour trouver un endroit conforme à une réalimentation de l'aquifère alluvial et expérimenter des techniques de recharges artificielles. Le but de ces études était de fournir à la nappe des débits d'eau réguliers et de bonne qualité chimiques et bactériologiques. La ville de Tabainet, située dans la commune de Chebli, wilaya de Blida, entre la commune de Bougara et Bouinan, a été choisie pour le projet d'expérimentation. Les gestionnaires ont ainsi porté leur choix sur cette ville pour réaliser la recharge artificielle de la nappe. **[6]**



Figure II. 8 Localisation géographique de la ville de Tabainet. (Google Maps).

L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) a initié un projet pilote de recharge de la nappe au bord de l'oued Hammam Melouane (2004), qui est un affluent de l'oued El Harrach. Ce projet consiste en un bassin de décantation des particules fines (50mx46mx3m) et de 03 bassins destinés à l'infiltration des eaux (31mx15mx3m). Les bassins sont alimentés par un canal d'amenée d'eau à partir de l'oued. Le projet comporte également des piézomètres qui

ont été réalisés en aval pour suivre l'impact de la recharge sur le niveau d'eau souterraine. La DRE de Blida a également répliqué la démarche de l'ANRH pour mettre en place des bassins de recharge à 3 km au Nord-ouest du site de l'ANRH. Ces bassins sont de grande dimension (50 à 100 m de long sur 30 à 50 m de largeur) qui sont alimentés par des canaux d' irrigation datant de 1827 (ère ottomane) acheminant les eaux de l'oued Hammam Melouane (affluent de l'oued El Harrach) à partir d'une prise d'eau. Au total, cinq (05) bassins ont été réalisés dans la région comprenant entre Bouinan et Bougara qui rechargent la nappe avec de grand débit. Les travaux de réalisation concernent le creusement des bassins ainsi que le curage des canaux d'irrigation. Les niveaux statiques de la nappe mesurée en 2005 (date de mise en service) au niveau de trois piézomètres déployés en aval des bassins, donnent des profondeurs entre 35 et 41 m, mais après la suppression du canal d'alimentation des bassins, les niveaux ont chuté pour atteindre 54 à 68 m en 2010. Actuellement, ces bassins sont à l'arrêt en raison de la déviation des eaux de l'oued vers le nouveau barrage de Douéra

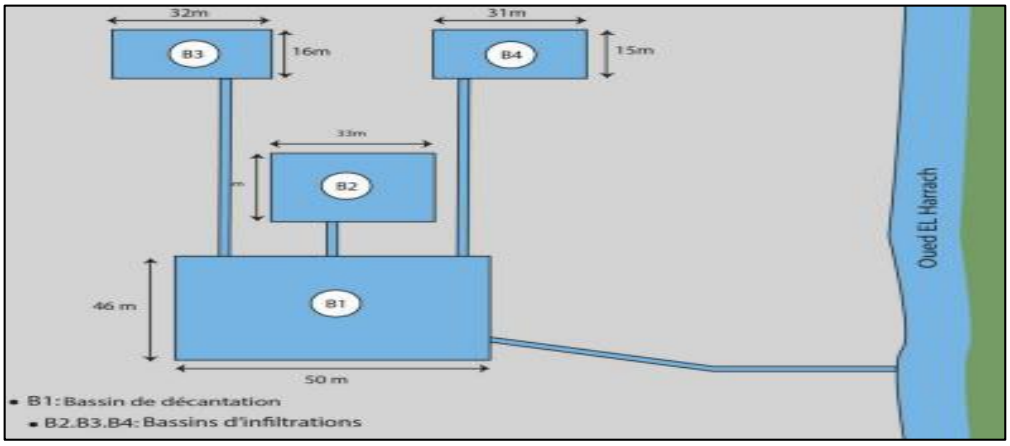


Figure II. 9 Projet pilot de la recharge artificielle de l'aquifère alluvial dans la Mitidja par le biais des bassins d'infiltrations (ANRH Blida).



Figure II. 10 Photos des bassins d'infiltration 01 et 02 prisent (MAHIZI Anis, le 19/10/23).

II.9 Conclusion

Après une exploration approfondie de ce chapitre, incluant une présentation détaillée de la Mitidja, nous avons identifié les défis climatiques auxquels fait face cette zone. Nous avons également mis en évidence le problème de la surexploitation de la nappe aquifère, ayant entraîné l'intrusion d'eau de mer. Cette constatation nous conduit à envisager la nécessité de mettre en œuvre une recharge artificielle de la nappe aquifère à partir des eaux usées traitées pour remédier à ces problématiques. Dans le prochain chapitre, nous approfondirons la discussion sur les eaux usées issues des stations d'épuration, qui représentent un potentiel important pour cette recharge artificielle.

CHAPITRE III :

EPURATION DES EAUX USEES

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

III.1 Introduction

La gestion efficace des eaux usées constitue un pilier fondamental de la préservation de notre environnement. Dans ce chapitre, nous immergerons au cœur du traitement des eaux usées, explorant en détail les différentes phases, méthodes et ouvrages utilisés pour purifier ces eaux. Nous débuterons par une étude approfondie des divers procédés d'épuration des eaux usées, passant par le traitement primaire, les processus biologiques, ainsi que le traitement tertiaire, ou un accent particulier sera porté au traitement membranaire des eaux usées, une technologie émergente qui révolutionne la purification de l'eau. De plus, nous aborderons la filière boue et explorerons en détail le traitement de celles-ci.

III.2 Les procédés d'épuration des eaux usées

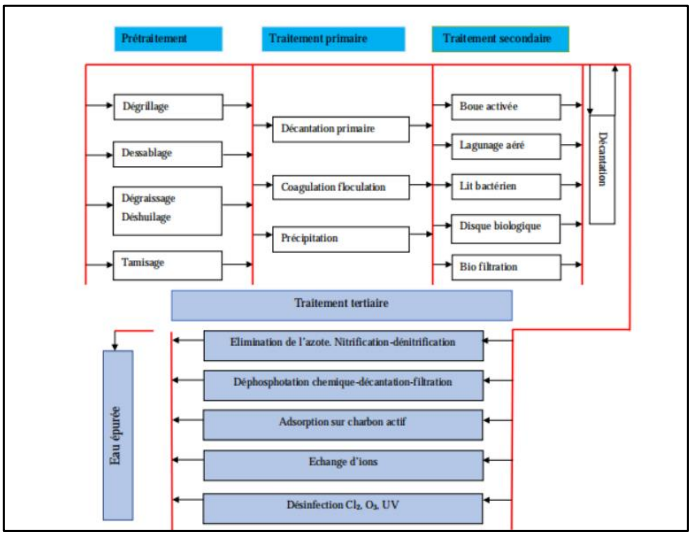


Figure III. 1 Procédés d'épuration des eaux usée (MELLOUT Mohamed.2021)

III.2.1 Les prétraitements

Les prétraitements sont des dispositifs présents dans toutes les stations d'épuration. C'est une étape nécessaire pour protéger les équipements de traitement contre l'abrasion et les obstructions, et pour éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitements ultérieurs en aval. Ses étapes combinent un ensemble d'opérations physique et mécanique : dégrillage, dessablage dégraissage-déshuilage.

III.2.1.1 Le dégrillage

Il permet de séparer les matières volumineuses. Son principe est extrêmement simple, puisqu'il consiste à faire passer l'eau brute à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux varie de 10 à 100 mm. La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0.6 et 1 m/s.

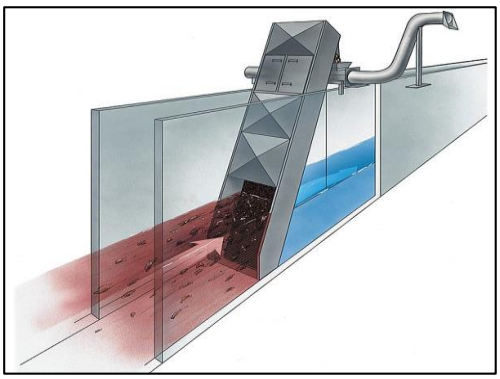


Figure III. 2 Schéma d'un dégrilleur (Huber technology)

III.2.1.2 Le tamisage

Le tamisage est une opération de prétraitement physique qui permet d'assurer un dégrillage poussé par filtration des eaux brutes sur toile, treillis ou tôles perforées, à mailles plus ou moins fines. On distingue classiquement, selon la dimension des mailles de la toile, le macro-tamisage, qui est destiné à retenir les particules supérieures à 200 µm et le micro-tamisage, qui retient les particules plus petites. Le macro-tamisage est souvent utilisé dans le prétraitement de certaines eaux résiduelles industrielles, pour séparer des matières flottantes diverses, des débris végétaux et animaux et les fibres comme dans l'industrie papetière. (Il est moins utilisé en raison d'un colmatage trop rapide).

III.2.1.3 Le dessablage

Le dessablage est une opération de prétraitement physique doté d'un domaine usuel qui porte sur les particules supérieures à 200 µm. Elle a pour but d'extraire des eaux usées les graviers, les sables et autres matières minérales denses de façon à éviter les dépôts dans les conduites et canaux, et à protéger les pompes contre l'abrasion, cette étape est souvent nécessaire dans les industries métallurgiques ou mécaniques et peut devenir indispensable lorsque les usines sont desservies par un réseau unitaire.

III.2.1.4 Déshuilage

Ces opérations concernent bon nombre d'eaux résiduaires issues des industries alimentaires, mais aussi des raffineries de pétrole et les industries mécaniques. On peut considérer que le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de nature très diverse et leur quantité s'estime par la mesure des matières extractibles par solvant. Contrairement aux eaux usées domestiques, dans le cas d'eaux usées industrielles, ces deux procédés se font séparément pour un meilleur rendement.

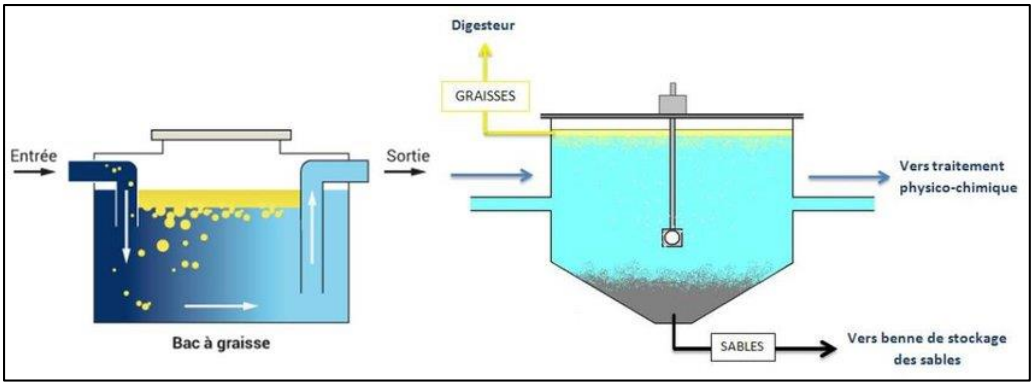


Figure III. 3 Principe de dessablage et de dégraissage / déshuilage.

III.2.1.5 Autres prétraitements

La composition et le débit des rejets industriels varient beaucoup en fonction du temps, car bon nombre d'opérations constituant le procès de fabrication sont discontinus. La régularisation du débit hydraulique et de la charge polluante des effluents industriels est souvent recherchée pour faciliter les traitements ultérieurs et optimiser le dimensionnement des installations. Les bassins d'homogénéisation sont couramment utilisés pour cette régularisation, car ils permettent de lisser les variations de débit et de charge polluante des effluents industriels, de réduire les pics de pollution et d'améliorer l'efficacité des traitements ultérieurs

- **Refroidissement**

Il est quelquefois nécessaire pour protéger une épuration biologique ou satisfaire les normes de rejet : cokerie, pétrochimie, chimie, pâtes et papier de recourir au refroidissement des effluents liquides.

- **Neutralisation**

Elle a pour objectif de rectifier le pH des effluents trop acides ou trop alcalins, quand elle n'est pas incluse dans le traitement physico-chimique, peut s'avérer indispensable avant épuration biologique.

III.2.2 Traitement primaire

Le traitement primaire est une étape de prétraitement physique caractérisée par un domaine usuel qui porte sur les particules supérieures à 200 µm. Cette étape est une simple décantation qui fait appel à différentes procédés physiques et chimiques pour éliminer la majeure partie des matières en suspension. Les matières supprimées forment au fond du décanteur un lit de boues appelé « boues primaires ». Le traitement primaire constitue une préépuration non négligeable pour garantir la qualité du rejet en milieu naturel

III.2.2.1 Procédés chimiques

Ces procédés consistants à alourdir les particules en suspension en utilisant des techniques de coagulation et de floculation, ce qui facilitent l'élimination de MES et colloïdes.

- **La coagulation**

La coagulation est la déstabilisation de particules colloïdales par addition d'un réactif chimique appelé coagulant.

- **La floculation**

La floculation est un processus de traitement des eaux usées qui consiste à grossir et uniformiser les petits flocons formés lors de l'introduction du coagulant. Le but de la floculation est d'augmenter la probabilité des contacts entre les particules colloïdales déstabilisées et leur agglomération.

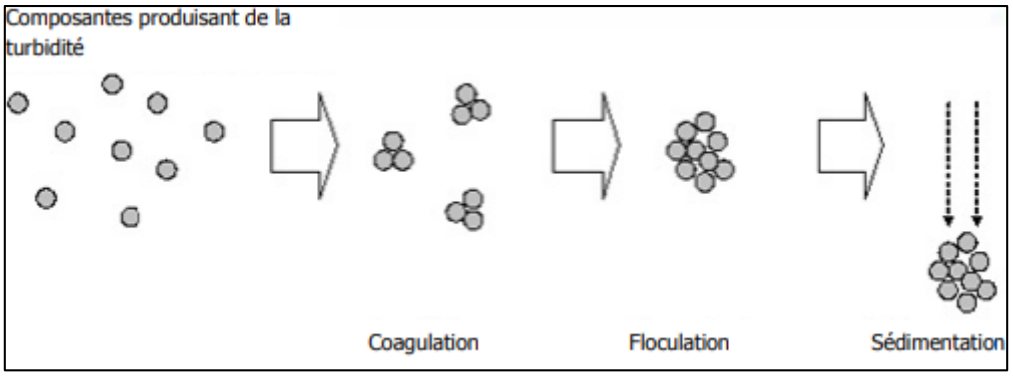


Figure III. 4 Processus de coagulation, floculation et de sédimentation (FEPS).

Le tableau suivant donne les différents agents de coagulation et de floculation :

***Tableau III.* 1 Agents de coagulation et de floculation. [6]**

Produit	**Formule**	**Forme commerciale**
Coagulant		
Sulfate d'alumine	$Al_2(SO_4)_3 14H_2O$	Poudre et solution à 48%
Chlorure d'aluminium	$AlCl_3, 6H_2O$	Liquide
Aluminate de sodium	$NaAlO_2$	Poudre et solution à 50% en Al_2O_3
Sulfate ferreux	$FeSO_4, 7H_2O$	Cristallisé
Chlorure ferrique	$FeCl_3, 6H_2O$	Solution à 40%
Chaux	$Ca(OH)_2$	Poudre
Floculant		
Produit	**Mode d'action**	**Utilisation**
Poly électrolyte cationique	- Neutralisation de charge ; - Absorption ; - Réticulation.	Coagulant adjuvant
Poly électrolyte anionique	- Absorption ; - Réticulation.	Adjuvant essentiellement
Poly électrolyte non anionique	- Réticulation ; - Absorption.	-
Bentonite	- Absorption.	-
Silice activée	- Réticulation.	-

III.2.2.2 Procédés de décantation physique

La décantation est la méthode de séparation la plus fréquents de MES et des colloïdes (rassemblés sous forme de floc après une étape de coagulation –floculation).et cela sous l'influence des forces de gravité.

- **La flottation**

La flottation est un procédé de séparation liquide-solide ou liquide-liquide qui s'applique aux agrégats dont la masse volumique est inférieure à celle du liquide qui les contient. Elle est basée sur la formation d'un ensemble appelé attelage, formé de particules à éliminer, plus léger que l'eau. Cette technique convient principalement pour éliminer les particules de diamètre comprises entre 1 et 40 µm. Les solides sont transportés à la surface, fixés à des bulles, et sont ensuite écumés.

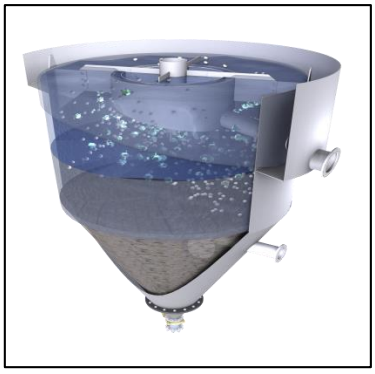


Figure III. 5 Shemat d'un exemple de flottateur conique (CIMMAGAZIN).

III.2.3 Les traitements biologiques

Le traitement biologique est une méthode de traitement des matières organiques ou des polluants à l'aide de micro-organismes, de bactéries ou de cellules vivantes. Dans le cas du traitement biologique des eaux usées : il s'agit d'une méthode de traitement des eaux usées qui implique la transformation des polluants organiques dissous et en suspension en biomasse et en gaz émis, tels que le CO2, le CH4, le N2 et le SO2, qui sont séparables des eaux traitées.
Les procédés les plus répandus en cultures libres sont les suivants :

- Élimination de la pollution carbonée en simple ou double étage : Ce procédé permet de traiter les effluents contenant des concentrations élevées de matières organiques. L'utilisation d'un double étage permet d'améliorer les performances de traitement.
- Nitrification/dénitrification avec zone anoxique en tête : Ce procédé est utilisé pour traiter les concentrations élevées en azote. Une zone anoxique en tête favorise la nitrification, suivie d'une dénitrification.
- Nitrification/dénitrification en un seul bassin (procédé d'alternance) : Ce procédé est utilisé pour traiter les faibles concentrations en azote. La nitrification et la dénitrification sont alternées dans un seul bassin.
- Procédés en deux étapes ou en série : Ces procédés sont utilisés pour respecter des normes de rejet strictes en termes de demande chimique en oxygène (DCO) ou d'azote total.

III.2.3.1 Procédés à cultures libres

Les procédés à cultures libres sont des méthodes de traitement biologique des eaux usées qui utilisent des micro-organismes en suspension libre dans l'eau pour dégrader les matières organiques. Les modes les plus courants de se procède sont les boues activées et le lagunage.

Les boues activées sont un procédé intensif qui utilise des bactéries aérobies pour dégrader les matières organiques en présence d'oxygène. Les eaux usées sont mélangées avec des boues activées dans un bassin aéré pour favoriser la croissance des bactéries. Les boues activées sont ensuite séparées de l'eau traitée et recyclée dans le processus. Techniques principales utilisées

- Boues activées forte charge ;
- Boues activées moyenne charge ;
- Boues activées faible charge ;
- Boues activées en aération prolongée ;
- Procédés d'alternance ; aération/décantation dans le même bassin ;
- Boues activées en série ;

Les principales caractéristiques et performances sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 Mise en œuvre des différentes technologies à culture libre. [6]

		Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée	Procédés d'alternance	Boues activées en série
	Charges appliquées globales ($kgDBO_5.m^3.j^{-1}$)	1 à 5	0,5 à 1	0,1 à 0,5	0,35	0,07 à 0,3	0,75 à 1,5
	Rendement (% DBO_5)	70/80	85	≥ 90	≥ 90	≥ 90	≥ 90
Avantages	Fiabilité d'exploitation	++	+	+++	+++	++	++
	Volume d'aération (investissement)	+++	++	+	+	+	++
	Consommation d'énergie	+++	++	+	+	+	++
	Production de boues	Forte	Forte	Limitée	Limitée	Limitée	Limitée
	Stabilisation des boues	+	+	+++	+++	++	++
	Nitrification	+	+	+++	+++	+++	+++
	Dénitrification (*)	+ (sauf nitrate eau brute)	+ (sauf nitrate eau brute)	+++	+++	+++	+++
	Décantabilité des boues	++	+	+++	++	+++	++
	Résistance vis-à-vis des pointes de pollution (**)	++	+	+++	+++	++	+++

(*) Sous réserve d'une zone anoxie
(**) Sous réserve d'apporter l'oxygène nécessaire
+++ Très favorable
++ Favorable
+ Peu favorable

- Le lagunage est un procédé extensif qui utilise des bactéries anaérobies pour dégrader les matières organiques en l'absence d'oxygène. Les eaux usées sont stockées dans des bassins peu profonds et peu aérés pour favoriser la croissance des bactéries. Les eaux usées sont ensuite acheminées vers des bassins plus profonds pour la décantation et la séparation des boues.

Les procédés à cultures libres sont classés en fonction de la charge polluante (DCO, DBO5) appliquée sur le traitement biologique.

III.2.3.2 Les procédés à cultures fixées

Les procédés à cultures fixées sont des techniques de traitement biologique des eaux usées qui utilisent des supports solides pour fixer les micro-organismes épurateurs. Les cultures fixées sont constituées d'un film biologique épurateur qui se forme à la surface des supports solides. Les micro-organismes se fixent sur ces supports et se développent pour former un biofilm dense et actif. Les procédés à cultures fixées peuvent être utilisés pour éliminer différents types de polluants, tels que les matières organiques, les nutriments et les métaux lourds, en fonction du type de support utilisé et des conditions de traitement. Les procédés à cultures fixées peuvent être classés en trois catégories :

- Les procédés à cultures fixées non immergées (lits bactériens).
- Les procédés à cultures fixées immergées (filtres biologiques ou biofiltres).
- Les procédés mixtes utilisant un matériau support fixe ou mobile. ***[6]***

A-Les lits bactériens

Les lits bactériens sont des procédés à cultures fixées utilisant un matériau support en PVC ou en polypropylène. Les garnissages sont constitués de modules en vrac et l'effluent à traiter est distribué en continu au niveau supérieur du lit par un distributeur rotatif. Les performances épuratoires dépendent de l'épaisseur du biofilm et de la bonne répartition des effluents à traiter. La recirculation d'une partie des effluents traités permet d'obtenir un taux d'arrosage suffisant pour réaliser un auto curage efficace. En sortie du lit bactérien, le mélange (eau traitée + biomasse) transite par une étape de décantation.

Les avantages des lits bactériens sont une surveillance réduite, des faibles consommations énergétiques et une moindre sensibilité aux variations de charge.

Les inconvénients sont les risques potentiels de colmatage et la production de boues biologiques non stabilisées.

Les lits bactériens sont utilisés pour éliminer différents types de polluants et sont largement utilisés dans l'industrie pour le traitement des eaux usées. ***[6]***

B-Les procédés à cultures fixées immergées

Les procédés à cultures fixées immergées consistent à immerger des supports solides dans les eaux usées à traiter. Ces supports peuvent être des matériaux tels que des géotextiles, des supports fins ou des supports granulaires. Les micro-organismes se fixent sur ces supports et forment un biofilm épurateur. Les eaux usées circulent à travers les supports, permettant aux micro-organismes de dégrader les polluants présents dans les eaux usées.

Les procédés à cultures fixées immergées présentent plusieurs avantages, notamment :

- Une plus grande surface spécifique pour la fixation des micro-organismes, ce qui favorise une plus grande capacité de traitement des polluants.
- Une résistance accrue aux variations de charge hydraulique et de charge polluante.
- Une meilleure résistance au colmatage par rapport à d'autres procédés biologiques.

Cependant, les procédés à cultures fixées immergées peuvent présenter certains inconvénients, tels que :

- La nécessité d'un contrôle et d'un entretien réguliers pour éviter le colmatage des supports.
- Une efficacité de traitement potentiellement inférieure à celle des procédés à boues activées.
- Une sensibilité aux variations de température et de pH. **[6]**

C-Le bioréacteur à membranes

Le bioréacteur à membranes est un procédé de traitement biologique des eaux usées qui utilise une combinaison de dégradation biologique et de séparation physico-chimique par filtration membranaire. Les micro-organismes présents dans le réacteur transforment la pollution organique en CO2, H2O, N2 et en biomasse. Le bloc membranes peut être constitué de membranes organiques ou céramiques de microfiltration tangentielle ou d'ultrafiltration.

Les avantages des bioréacteurs à membranes sont :

- La compacité de l'installation.
- La concentration élevée en biomasse.
- La qualité de l'eau en sortie du réacteur.
- La possibilité de réutiliser l'eau.

Les bioréacteurs à membranes présentent des avantages dans le traitement biologique des eaux usées, mais ils peuvent également présenter des inconvénients, notamment :

- Le colmatage de la membrane.
- Le coût élevé. **[5]**

III.2.3.3 Clarification et rejet des effluents

A l'issue des traitements, une ultime décantation permet de séparer l'eau épurée et les boues ou résidus secondaires issus de la dégradation des matières organiques. Cette décantation est opérée dans des bassins spéciaux appeler les clarificateurs. L'eau épurée peut alors être rejetée dans le milieu naturel.

III.2.4 Le traitement tertiaire

Le traitement tertiaire, parfois décrit comme un traitement avancé, est généralement effectué après un traitement biologique suivi d'une étape de séparation « solide-liquide ».Il est utilisé après les traitements primaires et secondaires pour d'éliminer les résidus et polluants résistants aux traitements cela pour affiner la qualité des effluents avant leur rejet dans le milieu récepteur.

La nature et procède du traitement tertiaire dépend étroitement de la nature de l'effluent et l'objectif de qualité fixé, le traitement tertiaire consiste à effectuer une ou plusieurs des opérations suivantes :

- Amélioration de l'élimination des paramètres classiques tels que les matières en suspension (MES), la demande biochimique en oxygène (DBO5) et la demande chimique en oxygène (DCO).
- Désphosphatation, qui consiste à précipiter les phosphates en utilisant des sels ferriques ou d'aluminium, et parfois de la chaux.
- Élimination de l'azote résiduel après les étapes principales du traitement, telles que la nitrification et/ou la dénitrification.
- Réduction poussée de MES et de la DCO colloïdales.
- Réduction de la DCO dure.
- Décoloration, notamment pour les effluents textiles.
- Désinfection au chlore, à l'ozone et/ou aux UV.
- Élimination de composés spécifiques tels que les métaux, certains anions et pesticides.

III.2.4.1 Le traitement membranaire des eaux usées

Le traitement membranaire des eaux usées est une technique de traitement tertiaire qui utilise des membranes pour éliminer les polluants non biodégradables. Les membranes sont des barrières physiques qui permettent de séparer les polluants des eaux usées. Elles peuvent être utilisées pour la filtration, la microfiltration, l'ultrafiltration.

Les avantages du traitement membranaire sont la possibilité d'obtenir une qualité d'eau élevée, une faible consommation d'énergie et une faible production de boues.

Cependant, les inconvénients peuvent inclure des coûts élevés, la nécessité d'un entretien régulier et la sensibilité des membranes aux encrassements et aux dommages mécaniques.

Les types de membranes utilisés dépendent de la nature de la pollution à traiter et des objectifs de qualité fixés et sont les suivants :

- Membranes d'ultrafiltration organiques : ces membranes sont asymétriques et ont un seuil de coupure allant de 2 103 à 4 105 daltons. Elles sont utilisées pour éliminer les matières en suspension et les macromolécules de taille relativement grande.
- Membranes minérales composites : ces membranes sont également utilisées pour l'ultrafiltration et ont un seuil de coupure similaire à celui des membranes organiques.
- Membranes d'osmose inverse : ces membranes sont utilisées pour la désalinisation et l'élimination des ions dissous. Elles ont des pores très petits qui ne laissent passer que les molécules d'eau.
- Membranes de nano-filtration : ces membranes ont un seuil de coupure plus petit que celui des membranes d'ultrafiltration et sont utilisées pour l'élimination des ions dissous et des petites molécules organiques.
- Membranes de microfiltration : ces membranes ont un seuil de coupure plus grand que celui des membranes d'ultrafiltration et sont utilisées pour l'élimination des matières en suspension et des bactéries. **[5]**

Pour choisir le type de membrane le plus adapté pour un traitement d'eaux usées spécifique, car il n'y a pas de solution unique pour tous les cas, et le choix du type de membrane dépendra des caractéristiques spécifiques de chaque traitement d'eaux usées il est donc important de prendre en compte plusieurs facteurs à prendre en compte :

- Nature de la pollution : Identifiez les polluants présents dans les eaux usées à traiter, tels que les matières en suspension, les bactéries, les ions dissous, les métaux lourds, les produits chimiques, etc.
- Objectifs de qualité : Déterminez les normes de rejet ou les critères de qualité que vous souhaitez atteindre pour les eaux traitées.
- Capacité de traitement : Évaluez la capacité de traitement requise en termes de débit d'eau à traiter et de charge polluante à éliminer.

- Coûts : Considérez les coûts associés à l'installation, à l'exploitation et à la maintenance du système de traitement membranaire.
- Risques de colmatage : Évaluez la probabilité de colmatage des membranes en fonction des caractéristiques des eaux usées à traiter.
- Taille des pores de la membrane : Choisissez une membrane avec une taille de pores appropriée pour éliminer les polluants ciblés tout en permettant le passage de l'eau.
- Compatibilité chimique : Assurez-vous que la membrane choisie est compatible avec les produits chimiques présents dans les eaux usées et résiste à la corrosion.
- Expérience et expertise : Consultez des experts en traitement des eaux usées ou des fournisseurs de membranes pour obtenir des conseils spécifiques à votre situation.

Le tableau suivant résume les différents procédés et technologies les mieux adaptés à la pollution spécifique à traite

Tableau III. 3 Procédés et technologies applicables en traitement tertiaire. [6]

Paramètres éliminés ou traitement	Techniques utilisées								
	Traitement biologique	Oxydation			Membranes (1)		Adsorption sur charbon actif	Résines ou adsorbants spécifiques (1)	Séparation physico-chimique (2)
		O_3, H_2O_2, catalytique	O_3 + biologique	UV, O_3, Cl_2	UF	NF/OI			
DBO résiduelle	*								
Phosphore						*			*
Azote	*								
MEST et DCO colloïdale					*				*
DCO dure		*	*			*	*		*
AOX		*	*			*	*		
Décoloration		*	*			*	*		*
Désinfection				*					
Anions, cations						*		*	*
Métaux metalloïdes						*	*	*	*

(1) L'utilisation de membranes ou de résines présente l'avantage de produire une eau traitée de parfaite qualité mais impose des prétraitements adaptés et, surtout, produit des concentrats salins qu'il faut gérer (évacuation pour traitement extérieur ou retraitement sur site)

(2) Décantation, flottation a l'air dissous et filtration sur matériau granulaire, après tout ou partie des étapes de neutralisation, coagulation, floculation

III.3 Définition des boues

Le traitement des boues est un processus qui vise à traiter les résidus solides générés lors des processus de traitement des eaux usées. Les boues contiennent en général 95 % à 98 % d'eau ainsi que de matières organiques et inorganiques, de bactéries, de virus et de polluants divers.
Les sources des boues à traiter :
Les boues à traiter dans la filière de traitement des boues proviennent principalement de :

- **Boues primaires :** elles résultent d'un traitement primaire par décantation.
- **Boues physico-chimiques :** elles sont formées par le traitement biologique secondaire.
- **Boues biologiques :** c'est un mélange entre les boues produites lors du traitement primaire par décantation et du traitement biologique secondaire.

III.3.1 Le traitement des boues comprend plusieurs étapes, notamment

- **Épaississement :** Cette étape consiste à réduire la teneur en eau des boues en éliminant une partie de l'eau. Cela permet de réduire le volume des boues et facilite leur manipulation et leur stockage.
- **Stabilisation :** La stabilisation des boues vise à éliminer les micro-organismes pathogènes présents dans les boues et à réduire leur odeur. Différentes méthodes peuvent être utilisées, telles que la digestion anaérobie, la digestion aérobie, l'ajout de chaux ou la thermolyse.
- **Déshydratation :** Cette étape permet de réduire davantage la teneur en eau des boues, en utilisant des techniques telles que la centrifugation, la filtration ou la presse à vis. La déshydratation permet d'obtenir des boues solides, plus faciles à manipuler et à transporter.
- **L'hygiénisation :** L'hygiénisation des boues est une étape de traitement qui vise à éliminer les agents pathogènes présents dans les boues des stations d'épuration. Les boues sont chauffées à une température élevée pendant plusieurs heures pour détruire les micro-organismes pathogènes. Le chaulage est une autre méthode d'hygiénisation qui consiste à augmenter le pH des boues pour rendre les organismes potentiellement pathogènes inertes. Les boues hygiénisées peuvent ensuite être valorisées de différentes manières, telles que la production d'engrais, la production d'énergie ou l'utilisation comme matière première dans l'industrie.

III.4 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné en détail les différentes phases de purification des eaux usées au sein des stations d'épuration. Dans le prochain chapitre, notre analyse se concentrera spécifiquement sur l'étude approfondie de la station d'épuration des eaux usées de Beraki, objet central de notre projet d'étude. Nous nous attarderons sur ses spécificités, ses processus et ses technologies utilisées pour une compréhension détaillée de son fonctionnement.

Chapitre IV :

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE FONCTIONNEMENT DE LA STEP DE BARAKI (ALGER)

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

IV.1 Introduction

La station d'épuration des eaux usées (STEP) de Beraki est l'objet central de notre projet d'étude. À travers ce chapitre, nous débuterons par une présentation détaillée de cette infrastructure cruciale pour le traitement des eaux usées dans la région. Nous explorerons son historique et accorderons ensuite une attention particulière aux filières de traitement de la station, notamment la filière eau. Enfin, nous présenterons les résultats d'analyse de la qualité de l'eau issue de la STEP, offrant ainsi une vision détaillée de l'efficacité et de la conformité de cette station par rapport aux normes de réutilisation des eaux utilisées par la station, notamment en agriculture.

IV.2 Présentation de la STEP

La station de Baraki est située sur le secteur de la wilaya d'Alger au Nord de la commune de Baraki. Au Nord à moins de 1km, elle est limitée par la prise d'eau potable d'El-Harrach et 2,5km au Nord Est par la zone industrielle d'El Harrach. La ligne de chemin de fer ALGER-BLIDA passe au Nord-Ouest de la step. A l'Ouest, l'Oued El Harrach coule en direction du Nord. L'exploitation agricole d'Ali Talha est située à environ 300m au Nord de la STEP. Au sud Est se trouve une ferme expérimentale. Et, au Sud de la STEP se trouve Ben Rhazi un faubourg de Baraki. A l'entrée du site de la station, sont installés les bureaux de l'office National d'Assainissement(ONA). L'accès à la step est unique et se fait par une impasse reliée au C.W. 115 (route reliant Harrach Zone Industrielleet Industrielle et Baraki).



Figure IV. 3 Localisation de la STEP de Baraki

IV.3 Historique

La station de traitement des eaux usées est localisée dans la wilaya d'Alger, à Baraki, à environ 18 km au sud-est d'Alger et à 35 km au nord-est de Blida, sur un terrain plat d'une superficie de 10 km², qui est suffisant pour les extensions prévues. Cette localisation est avantageuse en termes de flux et d'échanges.

Le Plan Directeur d'Assainissement des eaux usées dans le Grand Alger, approuvé par Décret Présidentiel en mars 1976, a été élaboré sur la base du Schéma Général d'Assainissement d'Alger établi en 1975 par le Consortium Kittelberger Inco (CKI). Ce plan définit les grandes lignes du système d'assainissement d'Alger, notamment les limites des bassins versants de traitement des eaux usées, le tracé des collecteurs principaux et l'implantation des stations de relevage et de traitement des eaux résiduaires. Il prévoyait l'implantation de trois stations d'épuration pour desservir la zone du projet, dont celle d'El Harrach (Baraki) pour la partie centrale.

La construction de la station de traitement des eaux usées de Baraki s'est déroulée en plusieurs étapes, dont les principales sont les suivantes :

- **Mars 1976**: Projet définitif : Station d'épuration d'El Harrach (Baraki) pour le bassin versant central d'eaux usées de l'agglomération d'Alger.
- **Janvier 1977 :** Dossier d'Appel d'Offres international pour la première tranche d'aménagement de la station d'épuration des eaux usées d'El Harrach.
- **1982 :** Attribution du marché à l'entreprise française OTV, avec une proposition de construction modifiée par rapport à la solution de base du dossier d'Appel d'Offres.
- **1989 :** Mise en service de la station.



Figure IV. 4 La STEP de Baraki (Source Google Earth)

IV.4 Description et caractéristiques de la station

La station d'épuration de Baraki est du type boues activées à moyenne charge. Elle comporte une filière de traitement des boues avec épaississement, digestion anaérobie, déshydratation et séchage. La capacité nominale de traitement de la première tranche est de 750 000 équivalents habitants, selon les bases de dimensionnement d'origine de la station (60 g DBO5/EH/j). Sur la base des valeurs de charges spécifiques corrigées adoptées dans les études ultérieures (base 50 G/EH/j), la capacité réelle de la station est de 900 000 équivalents-habitants. Selon le plan directeur d'Assainissement, il est prévu d'étendre la station par l'adjonction de 3 tranches de traitement supplémentaires similaires, pour porter à terme la capacité totale à 3 millions d'EH (respectivement 3,6 millions). Le génie civil des ouvrages de relèvement et de dégrillage, le local groupe électrique et les bâtiments d'exploitation sont dimensionnés dès l'origine pour la capacité de traitement ultime.

La chaîne de traitement est composée de deux lignes : une ligne d'eau et une ligne de boue. Le débit est divisé parallèlement sur certains ouvrages afin d'améliorer la fiabilité du traitement



Figure IV. 5 Station d'épuration des eaux usées de Baraki (1ère et 2éme tranches) (DRE).

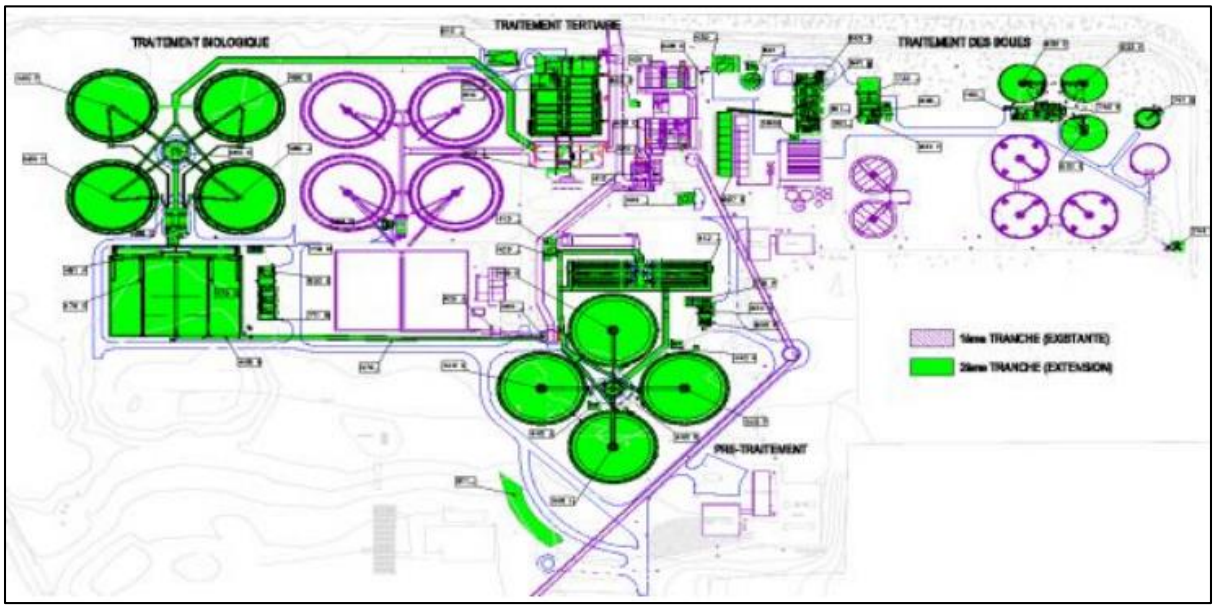


Figure IV. 6 Plan d'implantation de la 1ère et 2éme tranches de la station d'épuration de Baraki (DRE).

Les caractéristiques techniques de la STEP

- La STEP a une capacité de traitement d'un débit moyen journalier d'eaux usées Equivalent /habitant : 300 000 m3/j.
- Débit moyen horaire : 12 450 m3/h.
- Débit de pointe de temps sec : 19 200 m3/h.
- Débit de pointe de temps de pluie : 38 400 m3/h.
- Procédé de traitement : boues activées à moyenne charge.
- Traitement tertiaire par filtres à sables et UV : 243 000 m3/j.

Charges hydrauliques

Débit journalier nominal	M3/j	298 800
Débit moyen horaire (sur 24 heures)	M3/h	12 450
Débit horaire de pointe de temps sec	M3/h	19 200
Débit horaire de pointe de temps de pluie	M3/h	38 400

Remarque

- Le coefficient de pointe retenu est de 1.54
- Le débit de pointe de temps de pluie est pris égal à deux fois le débit de pointe de temps sec.

IV.5 Les filières de traitement de la station

IV.5.1 La filière de traitement des eaux

Elle est de type boues activées à moyenne charge et comporte les étapes suivantes :

- Prétraitement & Décantation primaire
- Traitement biologique
- Traitement tertiaire

Que nous allons voir plus en détail dans ce chapitre.

IV.5.2 La Filière de traitement des boues

Les composants de la file boue de la tranche 2 et les installations de la file boue de la tranche 1 comprennent les éléments suivants :

- Deux postes d'extraction des boues primaires pour extraire les boues primaires de la tranche 1 et de la tranche 2.
- Deux postes d'extraction des boues biologiques pour la tranche 1 et la tranche 2.
- Un tamis pour les boues primaires.
- Deux épaississeurs pour les boues primaires, provenant des ouvrages de la tranche 1.
- Un pré-épaississeur pour les boues biologiques.
- Épaississement des boues biologiques avec quatre lignes de traitement.
- Une bâche de mélange pour les boues mixtes épaissies.
- Digestion de la tranche 2, comprenant deux digesteurs primaires, un digesteur secondaire avec capacité de stockage, un système de chaufferie, un traitement du biogaz et une compression du biogaz.
- Déshydratation des boues digérées (ou boues mixtes) de la tranche 2 avec six lignes de traitement.
- Un espace de stockage pour les boues déshydratées de la tranche 2.
- Un poste toutes eaux pour le relèvement et le comptage d'une partie des retours de la filière boue de la tranche 2.
- Un comptage par venturi pour l'autre partie des retours de la filière boue de la tranche 2, qui retournent gravitairement en tête de l'usine.

IV.5.3 Bâtiments

- Bâtiment administratif et technique
- Atelier - Garage
- Local des groupes électrogènes
- Bâtiment de dégrillage
- Local production d'air et transformateur
- Bâtiment de déshydratation des boues
- Poste de livraison électrique
- Laboratoire

IV.6 La filière de traitement d'eau

IV.6.1 Prétraitement & Décantation primaire

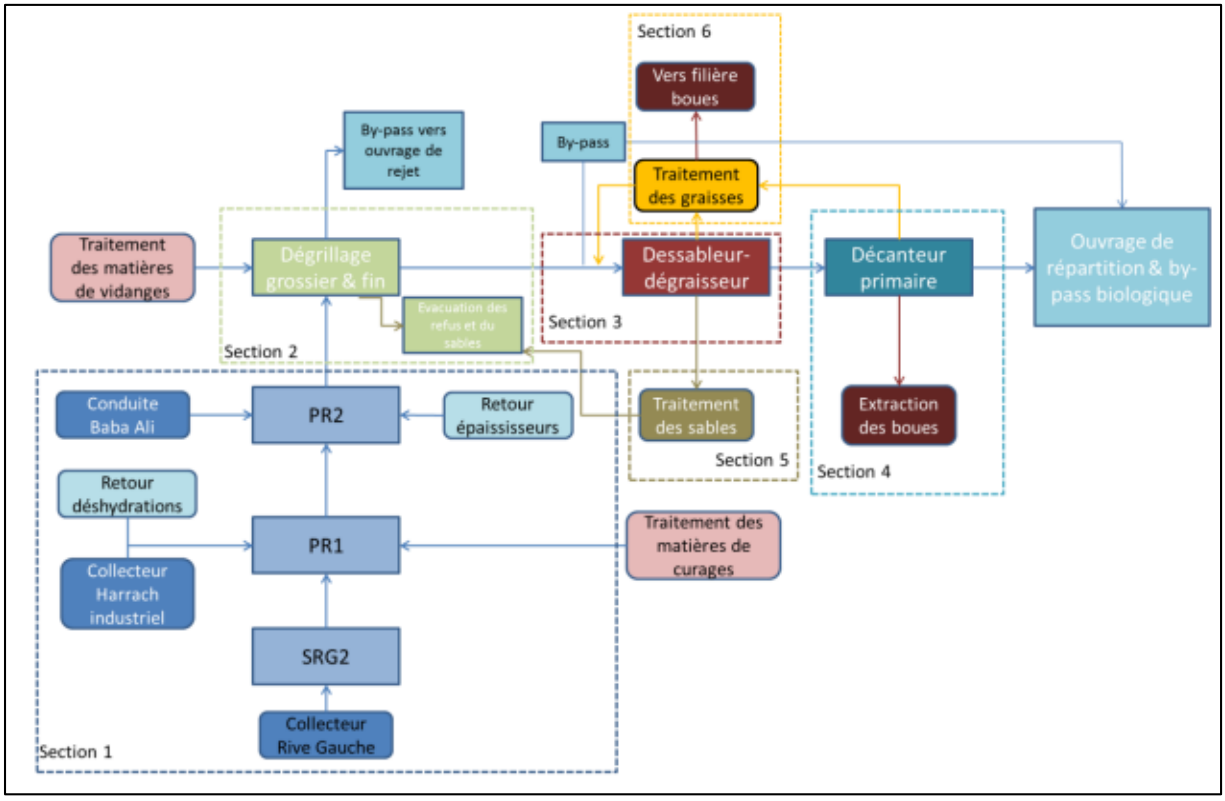


Schéma IV. 1 Schéma fonctionnel du prétraitement de l'usine de BARAKI

Les installations sur l'usine de BARAKI mettant en œuvre ce principe sont :

- Section 1 : Postes de relèvement : SGR2, PR1, PR2
- Section 2 : Dégrilleurs grossier et fin
- Section 3 : Déssableur – Dégraisseur
- Section 4 : Décanteur primaire
- Section 5 : Traitement des sables
- Section 6 : Traitement des graisses

IV.6.1.1 Section 1 : Postes de relèvement

Les objectifs du poste de relevage de la station d'épuration (STEP) sont les suivants :
Assurer l'alimentation du poste de dégrillage ainsi que du reste de l'usine, relever l'eau afin de garantir un écoulement gravitaire continu tout au long du processus de traitement jusqu'au traitement tertiaire. Le processus de relevage est réalisé à l'aide de pompes et de vis, tandis que le dégrillage effectué est de nature très grossière.

- L'eau issue du collecteur RIVE GAUCHE arrive dans le poste de relevage SGR2 situé à l'extérieur du site. L'eau est relevée grâce à 3 vis de relèvement de type Archimède vers la station de pompage PR1.
- Les eaux issues de la station de pompage SRG2, du collecteur HARRACH industriel ainsi que les retours de déshydration et du traitement des matières de curages, arrivent

dans le poste de relevage PR1. L'eau, après un premier dégrillage grossier, est relevée grâce aux vis de relevage et aux pompes vers la station de pompage PR2.

- Les eaux issues de la station de pompage PR1, de la conduite BABA ALI ainsi que les retours épaississeurs arrivent à la station de pompage PR2. L'eau, après un nouveau dégrillage très grossier, est relevée grâce aux vis de relevage et une pompe vers le poste de dégrillage.

Débit d'eau brute en entrée :

Débits en m3 /h	SRG2	PR1	PR2
Pointe par temps sec	14 400	14 400	20 142
Pointe par temps de pluie	20 182	20 182	30 724

Ouvrages compris dans la section :

Ouvrage	Caractéristique	Valeur
SRG2	Capacité totale	45 216 m3 /h
	Nombre de grilles grossières	4
	Entrefer	15-20 mm
	Diamètre du collecteur RIVE GAUCHE	3,3 m
PR1	Capacité totale	33 912 m3 /h
	Nombre de grilles grossières	4
	Entrefer	15-20 mm
	Diamètre de la conduite HARRACH industriel	1,5 m
Canal intermédiaire entre PR1 et PR2	Largeur	3,6 m
	Hauteur du canal	4,7 m
	Hauteur d'eau maxi	4 m
PR2	Capacité totale	41 364 m3 /h
	Nombre de grilles grossières	5
	Entrefer	15-20 mm
	Diamètre de la conduite BABA ALI	2,3 m
	Largeur du canal de sortie	3,90 m



Figure IV. 5 Photo du poste relevage de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).

IV.6.1.2 SECTION 2 : DEGRILLEUR GROSSIER ET FIN

Cette opération vise à éliminer les débris dont la taille dépasse respectivement 60 mm et 20 mm, à partir de l'eau ayant déjà subi une étape de pré-dégrillage et ayant été pompée. Les résidus de cette opération de dégrillage se composent du refus du dégrillage grossier (>60 mm) ainsi que du refus du dégrillage fin (>20 mm).

Ouvrage compris dans le Degrilleur :

Caractéristiques	**Dimensions**	
	Dégrillage grossier	**Dégrillage grossier**
Largeur de grille	1.74 m	
Epaisseur des barreaux	8 mm	
Entrefer	60 mm	20 mm
Largeur du canal	2m	
Profondeur du canal	4 m	



Figure IV. 6 **Photo des dégrilleurs de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).**

IV.6.1.3 Section 3 : Dessablage-Dégraissage

À la suite de l'étape de dégrillage, l'eau est acheminée vers un canal d'alimentation, puis répartie entre quatre dessableurs-dégraisseurs de type "double cellule". Dans ces dispositifs, l'eau préalablement dégrillée est introduite à l'extrémité d'un dessableur-dégraisseur, parcourt l'ensemble de la structure et en ressort à l'extrémité opposée.

Les opérations de dessablage et de déshuilage sont conjointement réalisées au sein d'une structure rectangulaire dotée de deux chambres parallèles, recevant une aération par insufflation d'air. **[18]**

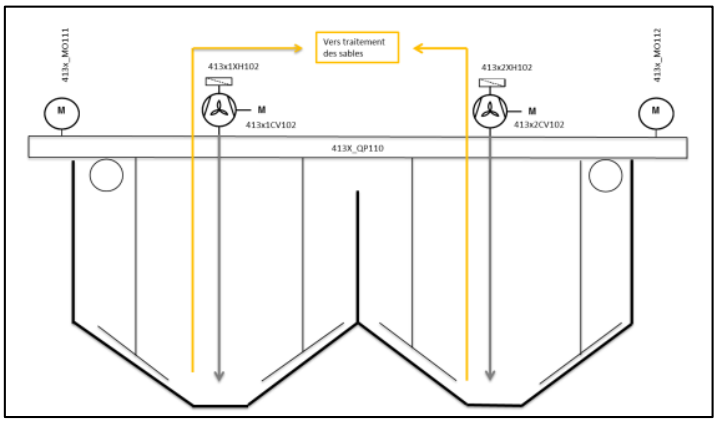


Figure IV. 7 Schéma d'un dessableur-dégraisseur (vu de face)

Lors du passage de l'eau à travers les dessableurs-dégraisseurs, les particules de sable se déposent au fond de la structure tandis que les graisses s'accumulent en surface. Les sables et les graisses ainsi séparés sont ensuite dirigés vers des fosses spécifiques dédiées au stockage

des sables d'un côté et des graisses de l'autre. Les caractéristiques essentielles de l'ouvrage sont les suivantes :

Ouvrage	Caractéristique	Valeur
Dessableurs-Dégraisseurs	Type	Double cellule longitudinale
	Longueur unitaire	40 m
	Largeur unitaire	8 m
	Surface	1280 m²
	Volume théorique	3840 m^3
	Hauteur d'eau moyenne	3.5 m

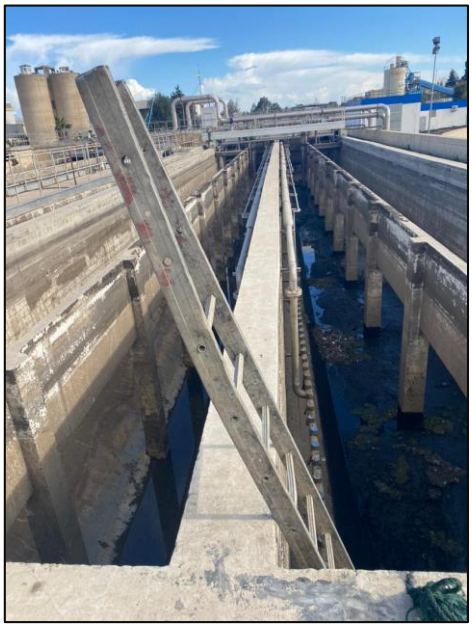


Figure IV. 8 Photo du dessableur de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).

IV.6.1.4 Section 4 : Décantation primaire

L'eau traitée, provenant du poste de dessablage-dégraissage, est acheminée vers un canal commun avant d'être distribuée sur les quatre décanteurs primaires. Le processus de décantation comporte deux phases distinctes : la décantation naturelle des matières en suspension (MES), où les particules se déposent en fonction de leur densité, suivie de l'épaississement des boues et de leur extraction. Les boues accumulées au fond des décanteurs sont épaissies, puis pompées vers l'ouvrage de répartition situé en amont des épaississeurs des boues primaires. Chaque décanteur primaire est équipé d'un pont racleur pour le raclage des boues et d'une pompe pour l'extraction des flottants. Les eaux décantées sont ensuite dirigées vers l'ouvrage de répartition et de by-pass biologique.

Ouvrages compris dans la section :

Ouvrage	Caractéristique	Valeur
Décanteur primaire	Surface totale requise	9960 m²
	Surface unitaire	2463 m²
	Diamètre	56 m
	Hauteur d'eau droite minimale	2.6 m

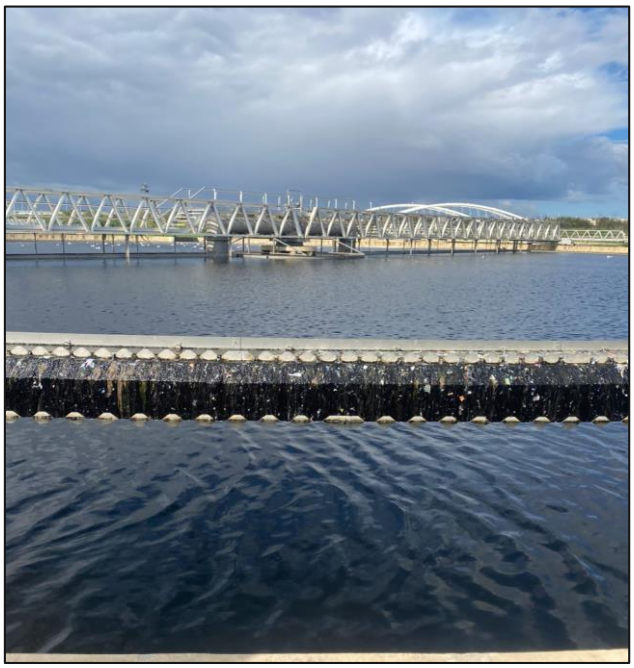


Figure IV. 9 **Photo du décanteur primaire de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).**

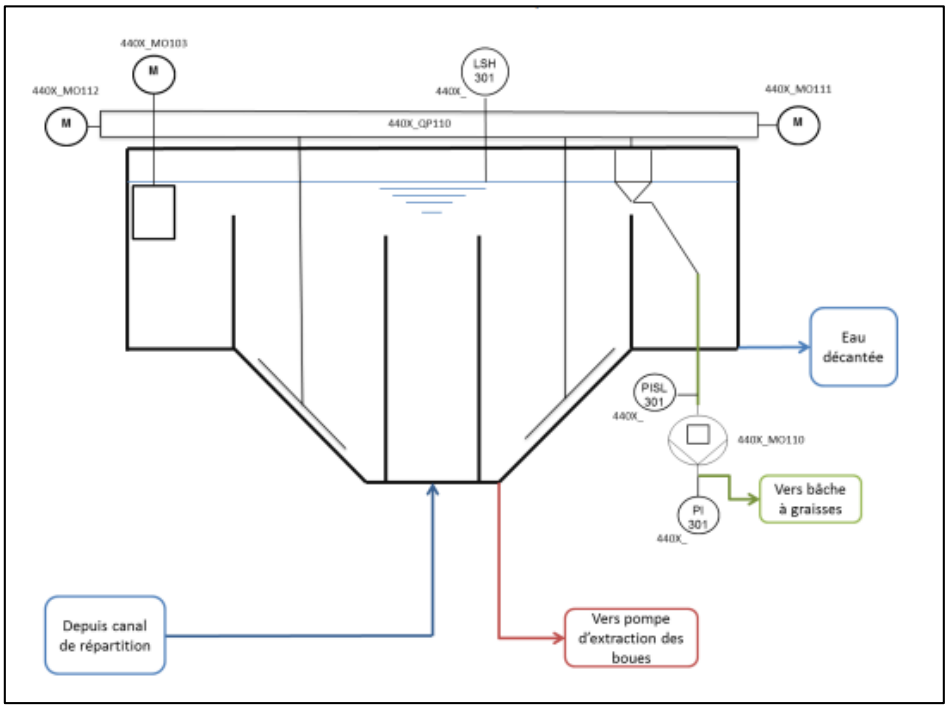


Figure IV. 10 Schéma d'un décanteur primaire.

IV.6.1.5 Section 5 : Traitement des sables

Deux fosses à sables sont dédiées à la collecte des eaux sableuses provenant des divers dessableurs-dégraisseurs. Ces eaux sableuses sont ensuite acheminées par pompage vers l'un des trois classificateurs à sables en fonction de la position (ouverte ou fermée) de la vanne manuelle située en amont de chaque classificateur. Les sables séparés de l'eau au sein des classificateurs sont acheminés hors de l'installation par une bande transporteuse, puis évacués dans des bennes.

IV.6.1.6 Section 6: Traitement des graisses

L'objectif du traitement des graisses est de regrouper les graisses et les matières flottantes prélevées des décanteurs primaires et des dessableurs-dégraisseurs en vue de leur évacuation vers la filière boue. Les produits impliqués dans ce processus sont les graisses et les matières flottantes extraites des décanteurs primaires, ainsi que les graisses et les matières flottantes extraites des dessableurs-dégraisseurs.

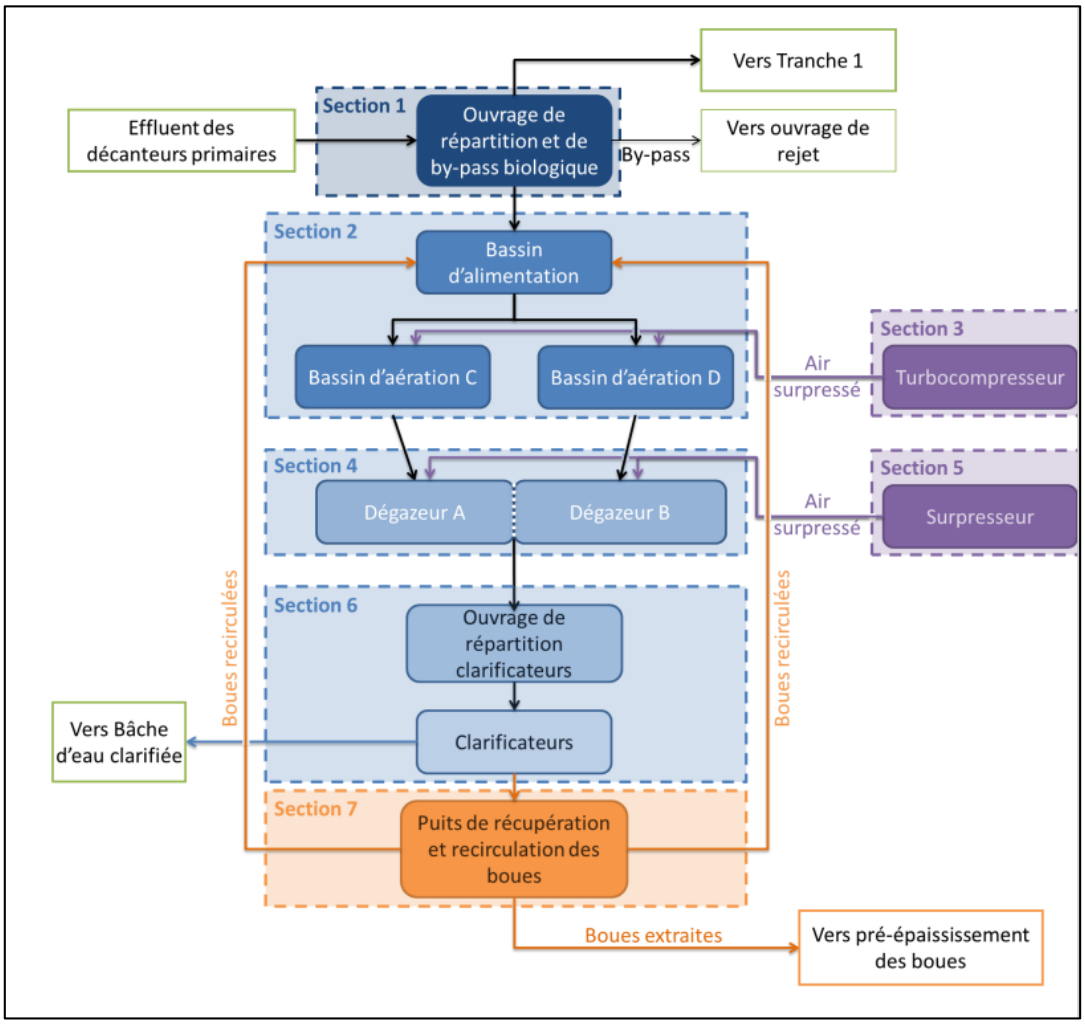




Figure IV. 71 Photo du Classificateur *à sables* de la STEP.

L'unité de traitement se divise en 7 sections :

- Le bassin de répartition de l'eau décantée ;
- Les bassins d'aération ;
- La production d'air surpressé par turbocompresseur pour l'aération des bassins ;
- Le dégazage ;
- La production d'air surpressé par surpresseur pour le dégazage ;
- La clarification ;
- La recirculation des boues et extraction des boues

IV.7 Traitement biologique

IV.7.1 Section 1 : Bassin de Répartition et de By-pass du Traitement Biologique

Le bassin de répartition et de dérivation du traitement biologique reçoit différents flux, comprenant l'eau décantée du traitement primaire, l'eau provenant de la dérivation des dessableurs/dégraisseurs, le retour des postes toutes eaux, ainsi que les eaux résiduaires de lavage de la filtration tertiaire. Ce bassin a pour rôle de distribuer équitablement l'eau décantée vers les deux tranches du traitement biologique. La première tranche qui alimente les bassins 08-CT-01 et 08-CT-02, tandis que la deuxième tranche, récemment ajoutée, alimente les bassins 470C et 470D.

Cette répartition s'opère à l'aide de deux canaux, dont l'ouverture est contrôlée par des vannes murales motorisées, l'une dirigeant vers la tranche 1 et l'autre vers la tranche 2.

IV.7.2 Section 2 : Bassins d'Aération de la Tranche 2

Le procédé de boues activées repose sur la mise en contact de l'eau à traiter avec des bactéries présentes dans des bassins spécifiques appelés bassins d'aération. Ce traitement permet l'élimination de la pollution carbonée, évaluée par la mesure de la Demande Biochimique en Oxygène (DBO5) et de la Demande Chimique en Oxygène (DCO), grâce à l'injection d'air sous pression. Les bassins d'aération adoptent une configuration rectangulaire et sont subdivisés en trois zones distinctes, chacune étant aérée.



Figure IV. 12 **Photo du Bassins d'Aération de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).**

IV.7.3 Section 3 : Production d'Air Surpressé des Bassins d'Aération de la Tranche 2

L'objectif de ce processus est de produire de l'air surpressé, destiné à être injecté dans les zones aérées des bassins biologiques de traitement. Les produits en présence se limitent à de l'air surpressé. Le principe fondamental réside dans la génération de surpression d'air à l'aide d'un turbocompresseur, répondant aux besoins spécifiques d'oxygène en fonction des températures, notamment entre 12°C et 29°C.

Besoin en oxygène :

	12°C	29°C
Besoin journalier (Kg O_2/j)	21 800	28 000
Besoins de pointe en aération (Nm^3/h)	28 000	31 500

IV.7.4 SECTION 4 : DEGAZEUR DE LA TRANCHE 2

L'objectif de cette étape est de retirer les gaz dissous, résultant de l'aération du bassin biologique, afin de prévenir le phénomène de flottation des boues dans le clarificateur. Les produits en présence comprennent la liqueur mixte, les éléments flottants et de l'air. Le principe sous-jacent à cette opération est le dégazage.

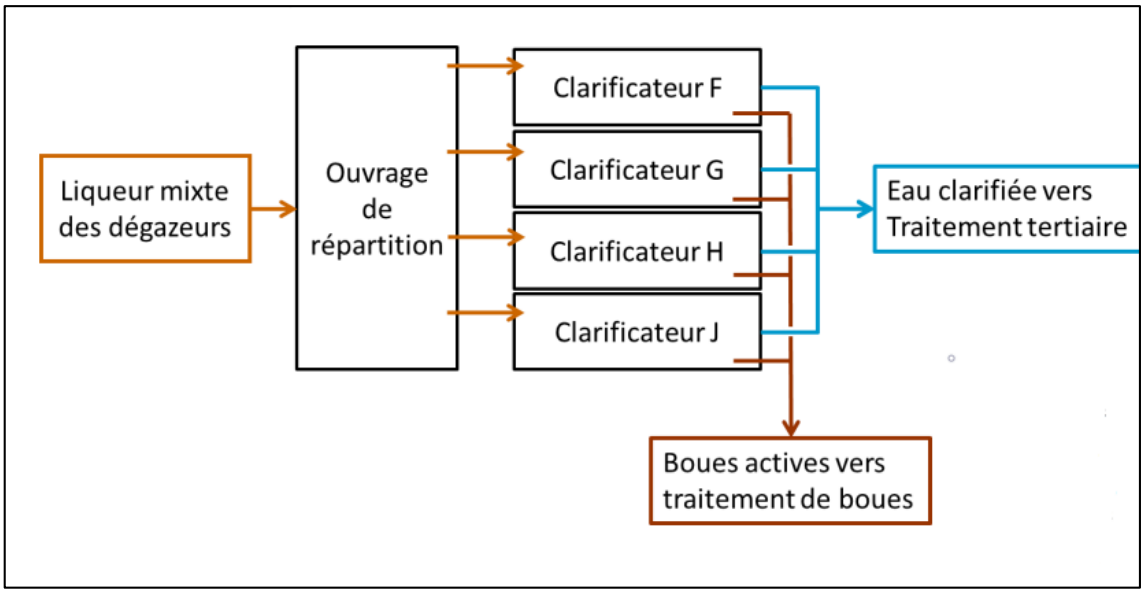
Caractéristique de l'ouvrage :

Ouvrage	Nombre	Volume (m^3)	Hauteur d'eau (m)
Dégazeur	2	1238	4,50

IV.7.5 SECTION 5 : PRODUCTION D'AIR SURPRESSE POUR LE DEGAZEUR DE LA TRANCHE 2

Le but de ce système est de produire de l'air surpressé pour l'injecter dans le dégazeur via les Vibrair. Le produit généré est de l'air sous pression. Le principe sous-jacent est la surpression d'air. Le système est composé de trois surpresseurs au total : deux sont opérationnels (719B_CS101B/C) tandis qu'un troisième sert en tant que dispositif de secours (719B_CS101A). Les deux surpresseurs en fonctionnement sont activés dès qu'un des deux bassins de dégazage est alimenté. En cas de défaillance d'un surpresseur, le dispositif de secours se mettra automatiquement en marche. Chaque surpresseur est équipé d'une soupape de sécurité en aval.

IV.7.6 Section 6 : Clarificateurs de la Tranche 2



Le principe de fonctionnement général de l'installation est le suivant : la liqueur mixte provenant du dégazeur est acheminée vers l'ouvrage de répartition, d'où elle est répartie vers les quatre clarificateurs. Ces clarificateurs sont de forme circulaire et sont alimentés depuis leur centre. L'eau demeure en surface et s'écoule depuis le centre du bassin vers sa périphérie, puis l'eau clarifiée est dirigée dans une goulotte périphérique.

Par le processus de décantation, les particules solides se déposent au fond du bassin. Ces boues sont aspirées à l'aide de tubes suceurs et recueillies dans un canal embarqué sur le pont des clarificateurs. Un système de siphon est ensuite utilisé pour évacuer les boues depuis le canal embarqué vers le bassin de reprise des boues.

Caractéristiques des clarificateurs :

Ouvrage	Nombre	Surface (m^2)	Hauteur d'eau (m)	Diamètre (m)
Clarificateurs	4	2 800	4,50	60

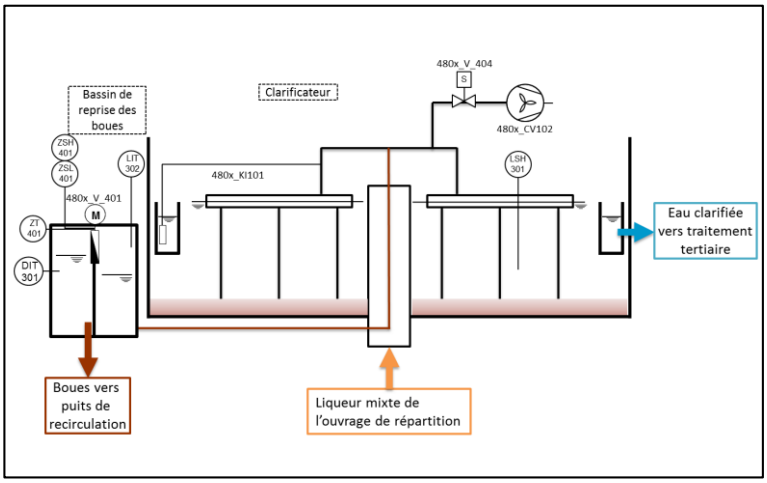


Schéma IV. 2 d'un clarificateur.



Figure IV. 83 **Photo de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).**

IV.7.7 SECTION 7 : RECIRCULATION ET EXTRACTION DES BOUES

L'objectif de ce processus est double. Il s'agit de recirculer les boues activées pour maintenir une quantité adéquate de microorganismes dans les bassins d'aération, contrôler l'âge des boues et assurer une épuration efficace. D'autre part, il vise à extraire les boues excédentaires pour maintenir un contrôle sur l'âge des boues et évacuer les flottants provenant du dégazeur et du clarificateur vers le traitement des boues. Les produits impliqués dans cette opération sont les boues et les flottants, et les principes utilisés sont le relèvement par vis et le relèvement par pompage.

Pour maintenir une concentration stable de boues activées dans les bassins biologiques, les boues issues du clarificateur sont soit recirculées vers le bassin biologique, soit extraites en vue d'un traitement ultérieur.

IV.8 Traitement tertiaire

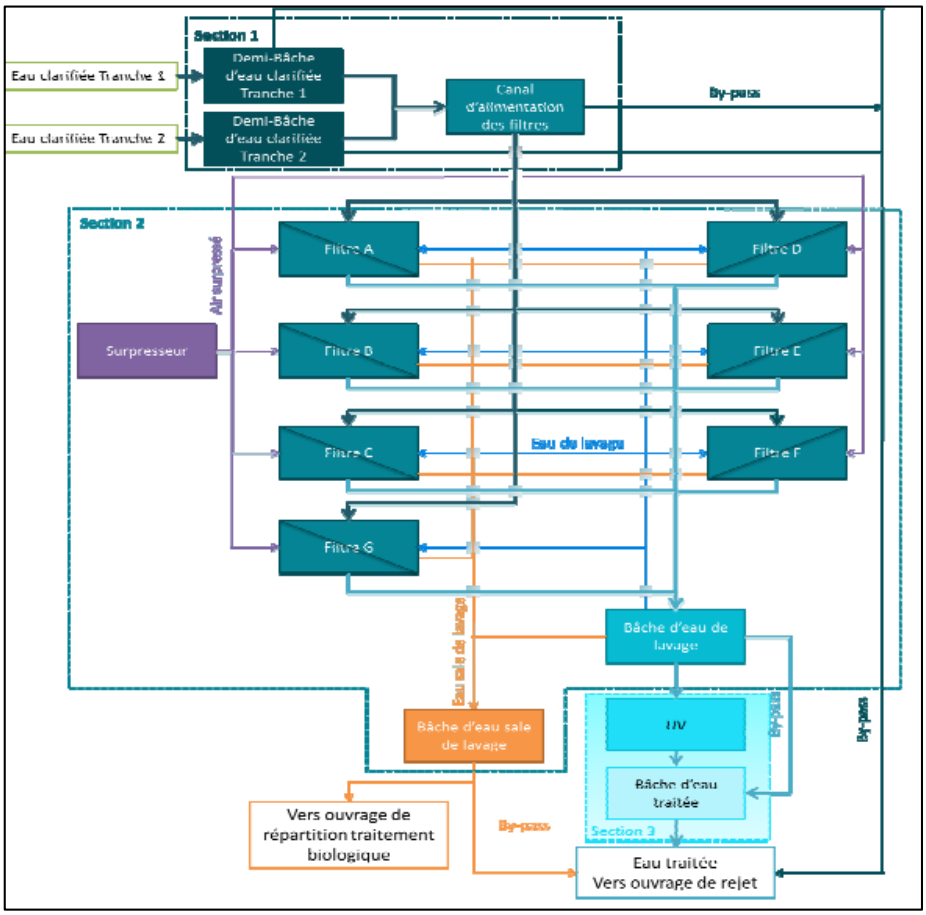


Schéma IV. 3 03 sections de l'unité de traitement

Les sections de l'unité de traitement

L'unité de traitement se divise en 3 sections :

- **Section 1 :** Collecte des Eaux Clarifiées ;
- **Section 2 :** Filtres à Sable Type Aquazur V ;
- **Section 3 :** Désinfection UV.

IV.8.1 Section 1 : Collecte des Eaux Clarifiées

Dans un contexte général, l'objectif est de collecter les eaux clarifiées des décanteurs et de les distribuer vers les filtres à sable. Les produits en présence se limitent aux eaux clarifiées. Le processus de collecte des eaux clarifiées s'articule autour d'une bâche d'eau clarifiée divisée en deux demi-bâches. Chacune de ces demi-bâches reçoit les eaux clarifiées issues de l'une des deux tranches de traitement. Par la suite, l'eau des deux demi-bâches est acheminée vers un canal d'alimentation des filtres.

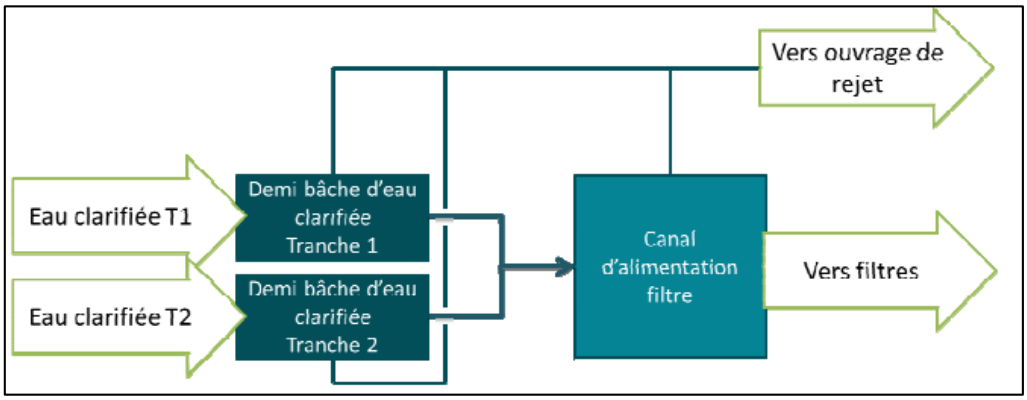


Schéma IV. 4 général de la section 1 : Collecte des eaux clarifiée. [18]

Ouvrages compris dans la section :

Ouvrage	Volume
Bâche d'eau clarifiée	2 100 m^3
Demi-bâche	1 050 m^3

IV.8.2 SECTION 2 : FILTRATION, AQUAZUR V

Le processus vise à filtrer l'eau pour retenir les Matières en Suspension (MES). Les produits en présence sont les eaux clarifiées des décanteurs, les eaux filtrées, les eaux de lavage et l'air surpressé. Le principe repose sur la filtration, la fluidisation et le rétro-lavage.

La filtration est divisée en quatre zones distinctes : la première zone comporte 7 filtres du type Aquazur V en parallèle, suivie d'une zone avec un local de surpresseurs, puis une bâche pour l'eau de lavage, et enfin une bâche pour l'eau sale de lavage. Les 7 filtres Aquazur V sont alimentés par un canal d'alimentation qui assure une distribution équilibrée du débit entre les filtres en fonctionnement.

L'eau traitée est dirigée vers la bâche d'eau de lavage. Le débordement de cette bâche alimente les modules de désinfection UV, avec la possibilité de contourner cette désinfection si nécessaire. Après la désinfection, l'eau est stockée dans une bâche d'eau traitée.

Un processus de lavage périodique est prévu pour chaque filtre afin de garantir son bon fonctionnement. Ce processus se déroule en trois phases principales : d'abord un courant d'air seul, puis un courant d'air combiné avec de l'eau, suivi d'un courant d'eau seul. L'eau de lavage est collectée dans la bâche d'eau sale de lavage, qui est ensuite renvoyée vers l'ouvrage de répartition et de dérivation du traitement biologique. En cas de débordement de la bâche d'eau sale, l'eau de lavage est envoyée vers l'ouvrage de rejet.

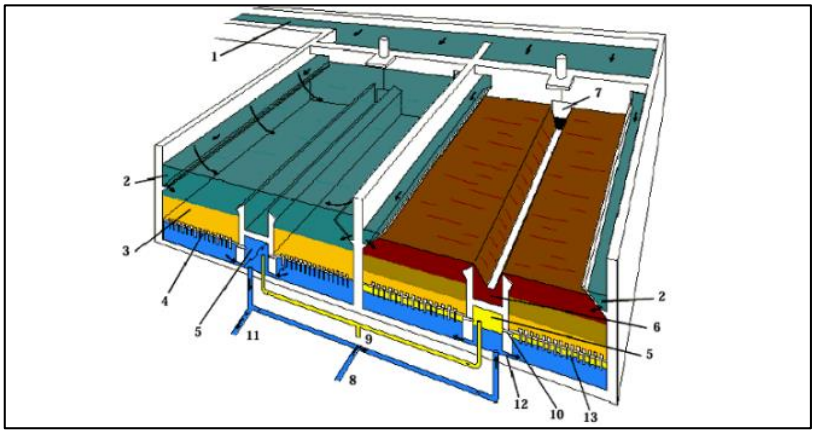


Schéma IV. 5 de deux filtres Aquazur V double cellules. [18]

Le premier filtre est en production (filtre de gauche), le second est en phase de lavage (filtre de droite)

1 - Canal d'eau décantée ;
2 - Goulottes d'alimentation et de balayage ;
3 - Lit filtrant (sable) ;
4 - Plancher et buselures ;
5 - Canal de reprise d'eau filtrée et de distribution d'eau de lavage et d'air ;
6 - Canal d'évacuation des eaux de lavage ;
7 - Vanne d'évacuation des eaux de lavage ;
8 - Arrivée d'eau de lavage ;
9 - Arrivée d'air ;
10 - Orifices de répartition d'air de lavage ;
11 - Sortie d'eau filtrée ;
12 - Orifices de répartition d'eau de lavage ;
13 - Matelas d'air.



Figure IV.14 du filtre à sable de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).

IV.8.3 Section 3 : Désinfection UV

Le processus de désinfection UV a pour objectif d'assurer la qualité bactériologique de l'eau par le biais d'un traitement bactéricide. Il met en jeu deux canaux parallèles, chacun équipé de 4 modules de lampes UV agencées en paires appelées bancs UV. Chaque module intègre 36 lampes de type basse pression, verticales, ce qui facilite leur remplacement sans avoir à retirer le module du canal. Les lampes sont en fonctionnement continu dès qu'il y a un débit mesuré par le débitmètre. Le débit maximum de l'eau traitée en sortie de désinfection UV s'élève à 9 350 m3/h qui seront par la suite acheminé vers la bâche d'eau traitée.



Figure IV. 15 **Photo de l'unité du traitement tertiaire de la STEP prise par (MAHIZI Anis, 19/02/23).**

Remarque : L'unité de traitement par UV est hors service depuis l'année 2017 pour des raisons techniques.

IV.9 Résultats d'analyse de la qualité d'eau de la STEP

IV.9.1 Analyses des paramètres physicochimiques

Tableau IV. 1 résultats d'analyses physicochimique d'eau filtrée BARAKI.

Société des Eaux et d'Assainissement d'Alger

Direction qualité Eau, Assainissement et laboratoire central

Siège social : 97, Parc Ben Omar 16050 BP 249 Kouba Alger – SPA au capital de 1 741 000 000 DA – RCS : 06B0973312

RAPPORT D'ESSAI POUR ANALYSE DES EAUX EPUREE POUR REUTILISATION A L'IRRIGATION	**N°échantillon:546392**
Client : Step BARAKI **Prélevé par : Vos préleveurs** **Matrice : Eau Usée Epurée**	**Typologie : Reutilisation EEP pour l'Irrigation** **Conditionné par : Vos préleveurs** **Date Prélèvement: 15/08/2023**

1- Les méthodes et les paramères d'nalyses Pysiques chimiques et bactèriologiques	**(*) accrédité**
Dosages des Fluorures - Analyse en flux continu (CFA) - ISO-17951-2	
Dosages des Cyanures - Analyse en flux continu (CFA) - ISO-14403-2	
Dosages de Phenol - Analyse en flux continu (CFA) - ISO-14402	
Fer/Cuivre/Mn/Zinc/Plonb/molybdène/chrome/cobalt/Nickel/bore/mercure/argent/baruym/arcenic/Cadmium - ICP - ISO-11885	
Détermination de la demande Chimique en Oxygène -DCO: Ebullition à reflux -ISO 6060 /1989	
Conductivité à 25°C - Potentiométrie - ISO 7888 :1985	
Ph- Potentiométrique -ISO 10523 :2008	
Calcium -Titrimétrie à l'EDTA - NA 1655 ISO 6058 :1994	
Magnésium Titrimétrie à l'EDTA ISO 6059 :1984	
Titre alcalimétrique complet - Potentiométrie- ISO 9963-1 :1994	
Aluminium-Détermination de l'aluminium dans l'eau par ICP-OES -ISO 11885 :2007	
Manganèse -Dosage des métaux par spectroscopie d'émission optique avec plasma induit par haute fréquence(ICP-OES)ISO11885:2007	
Chlorures -Titrage au nitrate d'argent avec du chromate comme indicateur - ISO 9297 :1989	
Demande Biochimique dans l'eau (DBO5)- Méthode pour échantillon non dilué ISO 5815-2 :2003	
Nitrites- Détermination des nitrites par spectrophotométrie moléculaire ISO 6777 / 1984	
Nitrates- Détermination des nitrites par spectrophotométrie moléculaire Méthode interne	
Aluminium- Détermination de l'aluminium par kit Méthode interne	
Recherche et dénombrement des Escherichia coli et des **Bactéries coliformes** Filtration sur membrane ISO 9308-1 :2014	
Recherche et dénombrement des entérocoques intestinaux Filtration sur membrane NA ISO 7899-2 NA 766 : 2010	
Azote nitrique - Analyse par flux continu - ISO 13395 :1996	
Azote nitreux - Analyse par flux continu - ISO 13395 :1996	
Sodium - Dosage des métaux par spectroscopie d'émission optique avec plasma induit par haute fréquence(ICP-OES)ISO11885:2007	
Potassium -Dosage des métaux par spectroscopie d'émission optique avec plasma induit par haute fréquence(ICP-OES)ISO11885:2007	

Conservation et manipulation des échantillons- ISO 5667-3 :2012

	Paramètres/Arrêté IM 02/01/2012	Résultat d'analyse final	Unité	Seuil	Obs
Paramètres physico chimiques	* pH	**7,98**	mg/l	6,5 - 8,5	
	* MES	**43**	mg/l	30	
	CE	**1,46**	ds/m	3	
	* Magnésium	**1,98**	meq/l	/	
	* Sodium	**6,65**	meq/l	/	
	* Calcium	**4,06**	meq/l	/	
	Infiltration le SAR = 0-3 et CE en ds/m	**3,83**		0,2	
	3-6			0,3	
	6-12			0,5	
	12-20			1,3	
	20-40			3	
	* Azote (NO3-N)	**20,32**	mg/l	30	
	* Bicarbonate (HCO3)	**4,92**	meq/l	8,5	
	* DCO	**67**	mg/l	90	
	* DBO5	**6,5**	mg/l	30	
	* Aluminium	**<0,05**	mg/l	20	
	Cyanures	**non effectué**	mg/l	0,5	
	Fluor et composés	**non effectué**	mg/l	15	Panne d'équipement
	Cadmium	**<2**	mg/l	0,05	
	Cuivre	**<0,002**	mg/l	5	
	Mercure	**<2**	mg/l	0,01	
	Plomb	**<2**	mg/l	10	
	Chrome	**<2**	mg/l	1	
	* Manganèse	**0,029**	mg/l	10	
	Nickel	**<2**	mg/l	2	
	Zinc	**<0,002**	mg/l	10	
	Fer	**<0,002**	mg/l	20	
	Lithium	**0,01**	mg/l	2,5	
	Chlorure Cl	**7,72**	meq/l	10 meq/l	
	Sélénium	**<10**	mg/l	0,02	
	Vanadium	**<0,002**	mg/l	1	
	Phénols, Composés phénoliques	**<10**	mg/l	0,002	
	Bore	**0,48**	mg/l	2	
	Molybdène Mo	**<2**	mg/l	0,05	
	Cobalt	**<0,002**	mg/l	5	
	Arsenic	**<2**	mg/l	2	
	Berylium	**<0,002**	mg/l	0,5	

Observations

D'après les résultats du tableau d'analyses physico-chimiques des eaux traitées par la station d'épuration, on remarque que :

- On observe un dépassement des matières en suspension (MES) avec une valeur de 43 mg/l sachant que la valeur seuil est de 30 mg/l.

IV.9.2 Analyses des paramètres bactériologiques :

Tableau IV. 2 Résultats bactériologiques eau filtrée BARAKI.

	Résultats d'analyse	Unité
Bactéries coliformes	8740	UFC/100ml
Entérocoques	8740	UFC/100ml
Escherichia coli	24 2000	UFC/100ml

Observations

D'après les résultats du tableau d'analyses bactériologiques des eaux traitées par la station d'épuration, on remarque que :

- La présence de bactéries dans les eaux de la station d'épuration est notable, avec une charge bactériologique élevée, mesurée à 8740 unités formant colonies (UFC) de bactéries coliformes et d'entérocoques, ainsi qu'un nombre de 24 2000 UFC d'Escherichia coli. Cette situation découle d'un dysfonctionnement du traitement de désinfection par UV dans la station.

IV.10 Conclusion

Le traitement tertiaire des eaux usées représente une solution impérative pour réduire les concentrations excédentaires de ces paramètres à des niveaux conformes aux normes de réutilisation des eaux à des fins d'irrigation, en l'absence de normes spécifiques pour la réutilisation des eaux usées traitées dans le contexte de la recharge des nappes en Algérie. Les nappes phréatiques sont des environnements extrêmement sensibles qui requièrent une surveillance méticuleuse des caractéristiques de l'eau utilisée pour la recharge, dans le but de prévenir toute forme de contamination.

Dans ce contexte, notre recommandation, exposée dans le chapitre suivant, est d'opter pour un traitement membranaire par ultrafiltration (UF). Cette technologie est en mesure d'assurer la désinfection de l'eau tout en éliminant les matières en suspension et les composés organiques, ce qui permet de se conformer aux normes de réutilisation des eaux en vue de la recharge artificielle des nappes phréatiques, garantissant ainsi leur préservation et la sécurité de leur utilisation.

Chapitre V :

TECHNOLOGIE DE MEMBRANE PVDF POUR LE TRAITEMENT DES EAUX USEES.

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

V.1 Introduction

Le traitement tertiaire des eaux usées est une étape importante pour garantir la qualité de l'eau avant sa réutilisation ou son rejet dans l'environnement. Dans ce chapitre, nous allons nous concentrer sur la proposition d'un traitement tertiaire des eaux usées par membranes UF précédé d'un filtre en amont de Bernoulli. Qui a déjà fait ses preuves dans les résultats de projets pilotes menés par l'entreprise Amenhyd pour le traitement des eaux usées. Nous allons également aborder les obstacles que peut rencontrer cette technologie, notamment l'encrassement organique, et les stratégies de prétraitement pour le contrôler.

V.2 Présentation de l'entreprise Memstar (le concepteur)

Memstar est une société du groupe CITIC Envirotech, un leader mondial dans le domaine du traitement de l'eau et des eaux usées .elle se spécialise dans la recherche, la fabrication et le développement d'applications de solution pour répondre aux besoins en matière de traitement de l'eau et des eaux usées. L'entreprise possède des usines de fabrication au Singapour, en Chine et aux États-Unis, et offre des solutions de traitement de l'eau et des eaux usées à un coût compétitif pour les applications industrielles et municipales. Memstar possède également un vaste savoir-faire dans la technologie des fibres creuses PVDF et mène des activités de recherche et développement pour les technologies de nouvelle génération.

V.3 Les membranes à fibres creuses de PVDF

Les modules d'ultrafiltration sous pression (UF) Memstar utilisent la technologie de fibre creuse de polyvinylidène fluoré (PVDF) pour fournir les produits d'ultrafiltration les plus performants du marché. Etant un polymère thermoplastique semi-cristalli, le PVDF est hautement inerte et résistant aux rayons ultraviolets, au feu et aux agents chimiques les plus corrosifs, ce qui le rend idéal pour une utilisation dans la tuyauterie, les accessoires et les cuves dans l'industrie, ainsi que dans les membranes pour le traitement des eaux usées (incluent le traitement des eaux usées tertiaires, des eaux de surface et de l'eau de mer pour le prétraitement RO)

Les membranes en fibre creuse de PVDF sont très résistantes à l'encrassement et à la contamination bactérienne, ce qui les rend idéales pour le traitement des eaux usées et peuvent être produites avec différentes tailles de pores pour répondre aux besoins spécifiques des applications de traitement de l'eau et des eaux usées. Ces membranes sont utilisées pour éliminer les matières en suspension, notamment les bactéries, les virus et les composés organiques et inorganiques. Elles présentent d'autant plus d'autre avantage par rapport au traitement des eaux usées :

- Les membranes Memstar PVDF ont une tolérance au chlore à vie de 1 000 000 ppm-heures. Cette tolérance au chlore élevée est un avantage important pour les applications de traitement des eaux usées, car elle permet aux membranes de résister à des niveaux élevés de chlore sans subir de dommages, ce qui augmente sa durée de vie.
- Surface de membrane leader du secteur ce qui implique moins de racks.
- Tolérance à l'ozone : Les membranes Memstar TIPS PVDF ont une tolérance à vie de 20 000 ppm-heures

- Elles sont capables de fournir une action désinfectante efficace sans l'utilisation de produits chimiques.
- Elles permettent d'avoir une qualité d'eau fixe à la sortie du traitement.

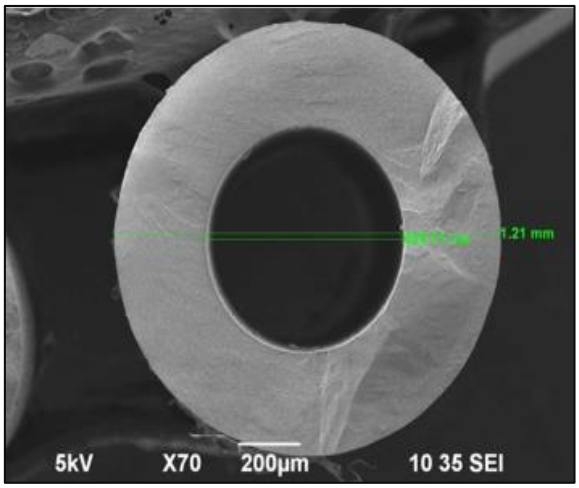


Figure V. 4 Coupe transversal de la fibre PVDF.

V.4 Mécanisme de travail de la membrane

Les membranes en fibres creuses en PVDF sont des membranes semi-perméables qui filtrent l'eau selon un processus de filtration de l'extérieur vers l'intérieur (out-in). Cette technologie utilise une pression hydrostatique pour forcer un liquide contre une membrane semi-perméable. Ou l'eau est pompée sous pression à travers la membrane dont les pores sont de taille uniforme, en lui permettant de passer à travers les fibres creuses pour être filtre et par la suite collectée d'un autre côté. Toutes les particules et les matières organiques, y compris les bactéries et les virus dont la taille est supérieure à la taille des pores, sont piégées à l'extérieur de la fibre dont la surface est lisse, ce qui empêche les matières organiques de s'accumuler sur la membrane. Elles sont donc capables de fournir une action désinfectante efficace sans l'utilisation de produits chimiques. Les membranes UF en fibres creuses en PVDF sont nettoyées en utilisant un processus de rétro-lavage à travers les fibres creuses dans le sens inverse du flux normal pour éliminer les particules et les matières organiques piégées dans la membrane. **[21]**

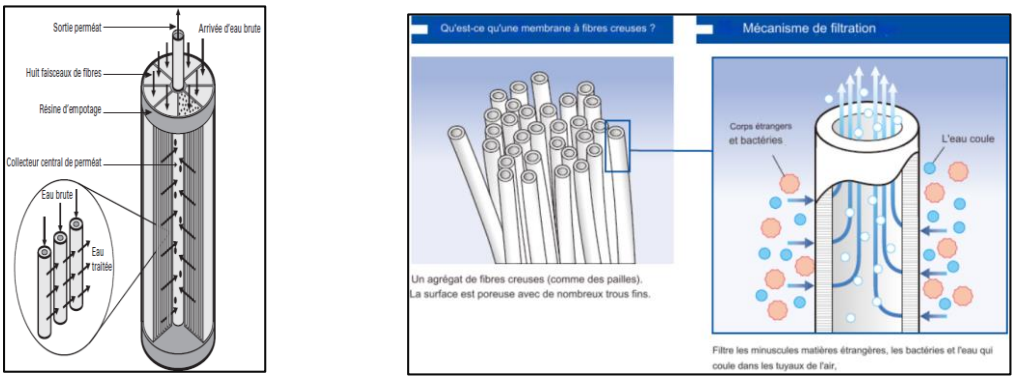


Figure V. 5 le mécanisme de filtration des membranes à fibres creuses (Memento degromont)

V.4.1 Spécifications des modules

Tableau V. 1 des spesification du module .

Module Type	UF-1010ET	UF-1010EAT	UF-1015ET	UF-1015EAT	UF-1020ET	UF-1020EAT
Membrane Material	PVDF (TIPS)					
Nominal Pore Size (um)	0.04					
Filtration Mode	Outside-in					
Housing Material	uPVC/ABS					
Potting Material	Epoxy/Polyurethane					
Filtration Surface Area (m^2) [ft^2]	55 [592]	65 [700]	80 [861]	106 [1,141]	120 [1,290]	142 [1,528]
Typical Filtrate Flowrate (m^3/hr) [gpm]	3 - 3.9 [13 - 17]	3.6 - 4.6 [16 - 20]	4.4 - 5.6 [19 - 25]	5.8 - 7.4 [26 - 33]	6.6 - 8.4 [29 - 37]	7.8 - 9.9 [34 - 44]
Column volume (L) [gal]	25 [6.6]	25 [6.6]	40 [10.6]	40 [10.6]	55 [14.5]	55 [14.5]
Weight (kg) [lbs]	35 [77]	35 [77]	44 [97]	44 [97]	54 [119]	53 [117]
L1 (mm) [inches]*	1,073 [42.2]	1,073 [42.2]	1,606 [63.2]	1,606 [63.2]	2,106 [82.9]	2,106 [82.9]
L2 (mm) [inches]*	1,195 [47]	1,195 [47]	1,730 [68.1]	1,730 [68.1]	2,230 [87.8]	2,230 [87.8]
L3 (mm) [inches]*	79 [3.1]					
L4 (mm) [inches]*	45 [1.8]					
L5 (mm) [inches]*	172 [6.8]					
R (mm) [inches]*	250 [9.8]					
A	Feed/Drain Port - DN50					
B	Filtrate Port - DN50					
C	Concentrate Bleed Port - DN50					
D	Air Inlet Port - Ø25/19					

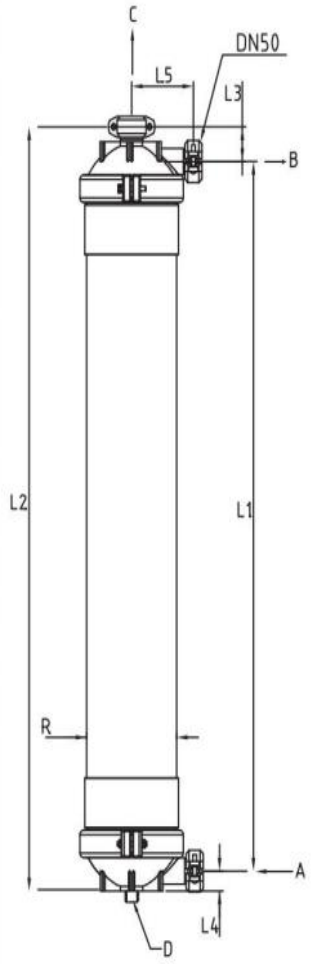


Tableau V. 2 des parametres de fonctionnemet des modules .

MODULE OPERATING PARAMETERS	ALLOWABLE RANGE
Operating temperature (°C) [°F]	5 – 45 [41 – 113]
Typical flux (LMH) [gfd] [1]	40 – 120 [25 – 70]
Air Scour Flowrate (m^3/hr/module) [cfm]	15 [9]
Instantaneous chlorine tolerance (ppm)	5,000
Maximum lifetime chlorine tolerance (ppm-hrs)	1,000,000
Maximum feed turbidity (NTU) [2]	300 for ET modules 100 for EAT modules
Maximum transmembrane pressure (bar) [psi]	1.5 [22]
Maximum feed pressure (bar) [psi] [3]	3 [44]
Oil content in feed water (ppm)	< 2
pH range	Operating: 1 – 12; Cleaning: 1 – 14
Allowed particle size in feed water (mm) [2]	≤ 0.5 ≤ 0.12 for seawater feeds



V.5 Problème d'encrassement

Parmi les obstacles que peut rencontrer cette technologie, l'encrassement organique est un problème majeur. Les matières organiques telle que les biopolymères, polysaccharides peuvent provoquer un rétrécissement des pores, conduisant à leur colmatage/blocage, et finalement à la formation d'une couche de gâteau. Les conséquences de l'encrassement organique peuvent être importantes, notamment une réduction de l'efficacité globale de l'usine. Pour contrôler l'encrassement :

V.5.1 Il est possible d'utiliser des stratégies de prétraitement telles que la coagulation

Des recherches ont été menées pour étudier les effets du contrôle de l'encrassement et de l'élimination du phosphore en appliquant une coagulation en ligne avant l'UF en utilisant FeCI3, AICI3. Les résultats obtenus à l'échelle du laboratoire et à l'échelle pilote ont montré que la coagulation en ligne utilisant FeCI3, AICI3 peut éliminer efficacement les biopolymères des eaux usées traitées et améliorer la filtrabilité de l'échantillon d'eau.

- En utilisant du FeCI3 et de l'AICI3 à pH neutre, une augmentation du dosage conduit généralement à une meilleure performance de l'UF (0,037 à 0,148 mmol Me3+/L).
- L'utilisation de FeCI3 peut obtenir un meilleur effet de contrôle de l'encrassement que le dosage d'AICI3 dans les conditions de travail actuelles.
- FeCI3 est considéré comme un coagulant approprié pour le contrôle de l'encrassement et l'élimination simultanée du phosphore lors de la coagulation en ligne avec l'UF.

La prévention de l'encrassement des UF peut se faire par la chloration de l'eau d'alimentation, cette dernière diminue la résistance à la filtration et donc il est plus facile à retirer notre eau. **[21]**

V.5.2 Le nettoyage chimique à PH élevé est aussi une solution à ce problème :

Des résultats d'études montrent que Le nettoyage chimique avec NaOCl seul entraîne un encrassement accumulé et éventuellement une perte de capacité de production. En parallèle l'élimination des salissures avec un nettoyage à pH élevé le nettoyage nettoie efficacement et maintient une perméabilité optimale.

Tableau V. 3 **comparative de l'effet du nettoyage chimique a différentes valeurs du PH.**

NaOH + NaOCl (pH ~12,5).		**Nettoyage d'entretien NaOCl (pH = 9-10)**	
Perméabilité moyenne	200 lmh /bar [8,1 gfd /psi]	Perméabilité moyenne	156 h /bar [6,3 gfd /psi]

V.6 Filtre de Bernoulli

V.6.1 Présentation du filtre

Les filtres Bernoulli sont des filtres autonettoyants à commande pneumatique fonctionnant sans interruption pendant le cycle de nettoyage. C'est un système de contrôle intelligent qui surveille l'encrassement des saletés sans l'interruption du processus de filtration .Ils traitent l'eau en circulation, en réseaux pressurisés. Leur utilisation s'applique aussi bien à l'élimination de débris dans les eaux naturelles : eau de rivière, eau de mer, eau de nappe, que pour l'épuration de certains fluides process.

En raison de la géométrie spéciale du Filtre, les vitesses d'écoulement relativement élevées se produisent à l'admission. En conséquence, les conditions de pressions créées assurent que des gisements de saleté sont dispersés d'une façon définie dans le filtre. La saleté s'accumule d'abord à l'extrémité du tamis et s'accumule ensuite sans interruption vers l'admission de tamis. La phase autonettoyante est déclenchée selon un intervalle de temps de pré-réglé ou une différence de pression différentielle.

Un disque de rinçage, entre dans l'insertion de tamis sans toucher sa surface et réduit ainsi la section d'écoulement. Il en résulte une augmentation partielle de la vitesse d'écoulement dans l'espace annulaire entre le disque et le tamis de rinçage, et selon le principe de Bernoulli, une chute de pression dans ce secteur. Les impuretés sont extraites du tamis et expulsées par la soupape de vidange. Un système de contrôle intelligent surveille sans interruption la filtration, assurant de ce fait l'opération complètement automatique sans interruption du processus.

V.6.2 Les phases du procès

Les étapes de la filtration du filtre de Bernoulli sont les suivantes :

V.6.2.1 Filtration

Durant la procédure de filtration, les particules de saleté s'accumulent de haut en bas sur l'intérieur du tamis selon les lois mécaniques des fluides. La partie inférieure du tamis demeure exempt de dépôts, puisque la vitesse d'écoulement élevée crée une pression de fonctionnement inférieure à l'intérieur de l'admission de tamis. Ceci provoque un retour d'écoulement de filtrat qui s'opère de l'extérieur vers l'intérieur du tamis.

V.6.2.2 Filtration et première phase de nettoyage

Le processus de nettoyage du filtre est déclenché après un intervalle de temps librement sélectionnable ou quand une différence de pression définie est atteinte. Pendant l'opération normale, le processus de rinçage est déclenché selon un programme. Si une différence de pression critique se produit entre les intervalles, le processus de nettoyage est automatiquement déclenché pour empêcher le filtre de s'obstruer. Pendant la première phase, la soupape de vidange est ouverte pour purger les particules les plus grossières.

V.6.2.3 Filtration et deuxième phase de nettoyage

Le disque de rinçage entre dans le tamis et réduit ainsi la section transversale d'écoulement. La vitesse d'écoulement augmente et la pression diminue simultanément dans l'espace annulaire restant entre le disque de rinçage et le tamis. L'aspiration est créée entre le disque de rinçage et le tamis et extrait les particules de saleté hors du tamis. Le disque de rinçage passe seulement 2/3 du tamis pour ne pas interrompre le procédé de filtration.

V.6.2.4 Filtration et troisième phase de nettoyage

Le disque de rinçage revient à sa position initiale. La vitesse d'écoulement élevée crée une diminution de pression à l'intérieur du tiers inférieur du tamis. En raison de la pression plus élevée du côté propre du tamis, le filtrat s’écoule maintenant de l'extérieur vers l'intérieur du tamis et les particules de saleté sont séparées du tiers inférieur du tamis et expulsées par la soupape de vidange. Le filtre commute alors automatiquement de nouveau vers l'opération normale de filtration.

V.6.3 Présentation du fournisseur

Anping Hanke Filter Technology Co., Ltd. Est une entreprise spécialisée dans la fourniture de solutions de filtration de processus pour les liquides. Elle a été créée en décembre 2011 et est située dans le comté d'Anping, ville de Hengshui, province du Hebei, en Chine. L'entreprise fournit une large gamme de filtres pour les domaines de la filtration des liquides, notamment pour les industries de la chimie fine, du pétrole et du gaz, du traitement de l'eau, de l'agroalimentaire, de l'usinage, de l'électronique, de la construction automobile, des produits pharmaceutiques et de la filtration de l'eau de mer.

Les matériaux disponibles et les gammes de produits standards : Les filtres Bernoulli à panier unique sont proposés et disponibles dans une variété de matériaux différents, du plastique à l'acier inoxydable et à d'autres métaux. L'entreprise propose trois gammes de produits standard : BSP, BSS et BSG.

Les donnes techniques du fournisseur sur les filtres de Bernoulli :

V.6.3.1 Spécifications du filtre de Bernoulli

Tableau V. 4 spécifications du filtre de Bernoulli.

Min. operating pressure	≥ 0,3 bar[1]
Max. operating pressure	10 bar (g)
Max. operating temp.	BSP: 40°C / BSG: 60°C[2] / BSS: 80°C
Power supply	100-240V AC or DC 45-65 Hz (AC)
Instrument air pressure	min 6 bar g

IV.6.3.2 Dimensions des filtres disponibles

Tableau V. 5 Démentions des filtres disponibles.

Filter type	Flow capacity		Dimensions (mm)									
	Max (l/s)	Flush (l/s)	A	B	C	D	E	L	FS	G/H	J	Weight (kg)
FILTER BODY IN PVC												
BSP 65	17	2	96	205	295	380	built in	460	330	DN 65	BSP 1"	12
BSP 80	23	3	180	235	380	485	150	630	430	DN 80	DN 40	17
BSP 100	36	4	185	275	440	550	150	720	450	DN 100	DN 40	24
FILTER BODY IN GRP												
BSG 100	36	4	185	200	385	495	212	630	450	DN 100	DN 40	18
BSG 150	83	9	240	275	530	675	212	820	780	DN 150	DN 50	40
BSG 200	145	17	310	350	705	890	292	1060	790	DN 200	DN 65	60
BSG 250	235	26	350	400	825	1050	52	1260	940	DN 250	DN 100	105
BSG 300	325	37	400	475	1000	1260	52	1480	1110	DN 300	DN 100	160
BSG 350	450	50	400	475	1100	1380	52	1610	1250	DN 350	DN 100	180
BSG 400	580	67	450	600	1240	1540	52	1790	1370	DN 400	DN 100	300
BSG 450	735	77	500	650	1450	1800	56	2030	1640	DN 450	DN150	500
BSG 500	910	105	600	700	1600	2050	56	2340	1860	DN 500	DN 150	550
BSG 600	1300	150	650	900	1800	2250	56	2620	2060	DN 600	DN 150	850
BSG 700	1770	200	750	850	2250	2780	60	3170	2450	DN 700	DN 200	1300
FILTER BODY IN AISI 316L												
BSS 80	23	3	165	165	340	455	90	570	430	DN 80	BSP 1¼"	30
BSS 100	36	4	200	175	350	465	115	590	410	DN 100	BSP 1½"	37
BSS 150	83	9	250	250	500	650	115	770	780	DN 150	BSP 2"	90
BSS 200	145	17	275	300	630	820	155	970	780	DN 200	BSP 2½"	140
BSS 250	235	26	325	350	750	975	52	1150	940	DN 250	DN 100	210
BSS 300	325	37	380	380	900	1160	52	1350	1100	DN 300	DN 100	270
BSS 400	580	67	460	450	1050	1360	52	1570	1370	DN 400	DN 100	550

IV.7 Le choix de la membrane

Dans notre étude, après avoir observé la non-conformité des analyses des paramètres de bactériologie, de matières en suspension et la présence de la Demande Chimique en Oxygène persistante (DCO dure), nous avons opté pour l'utilisation de la membrane UF-1010EAT précédée d'un filtre amont de type Bernoulli. Cette sélection s'appuie sur sa surface de filtration de 65 m2 et son débit de filtrat typique de 3,6 à 4,6 (m3/h). Cette membrane a été choisie en raison de la disponibilité de la technologie et des résultats probants obtenus lors des projets pilotes menés par l'entreprise AMENHYD, qui ont démontré que l'Ultrafiltration (UF) peut être intégrée comme traitement tertiaire dans un processus de traitement conventionnel des eaux usées, contribuant ainsi à l'optimisation de la qualité de l'eau.

Les avantages de l'UF-1010EAT incluent :

- Une filtration efficace des matières en suspension (MES) : grâce à ses ports de taille uniforme, la membrane UF-1010EAT est capable de retenir les particules en suspension dans l'eau, ce qui engendre une eau plus limpide et purifiée.
- Une élimination des bactéries : cette membrane a la capacité de supprimer les bactéries présentes dans l'eau, garantissant ainsi une désinfection de notre eau.
- Une réduction de la Demande Chimique en Oxygène (DCO) : en éliminant les composés organiques dissous dans l'eau, la membrane UF-1010EAT permet également de diminuer la charge polluante de l'eau traitée.
- Une réduction de la Demande Biochimique en Oxygène (DBO) : en éliminant les matières organiques dissoutes dans l'eau, cette membrane contribue à réduire la charge polluante de l'eau traitée.



Figure V. 6 Photos d'une coupe longitudinale de la membrane UF prises le 12/10/23 à AMENHYD

IV.8 Conclusion

En résumé, le traitement tertiaire des eaux usées par l'utilisation de membranes UF, précédé d'un filtre en amont de Bernoulli, s'affirme comme une technologie de traitement prometteuse, en réponse aux problématiques identifiées lors de l'analyse des eaux de la station de BARAKI. Par conséquent, nous recommandons l'adoption de la membrane UF-1010EAT pour notre cas d'étude. Dans le prochain chapitre, nous approfondirons la discussion sur le choix du filtre de Bernoulli ainsi que les aspects liés au dimensionnement de cette unité de traitement tertiaire par UF.

Chapitre VI :

DIMENSIONNEMENT

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

VI.1 Introduction

La conception hydraulique d'un système de traitement par ultrafiltration (UF) est cruciale pour garantir son efficacité et sa performance optimale. Ce chapitre examine en détail les différents aspects du dimensionnement hydraulique de l'unité UF, débutant par le calcul précis des débits d'eau à traiter et la détermination du nombre de membranes par module. Nous examinerons également le choix du filtre de Bernoulli et la configuration adaptée du rack pour un fonctionnement optimal. Les pertes de charge dans les conduites des racks, notamment la perte singulière due au colmatage des membranes, seront examinées en détail pour orienter le choix de la pompe, tout en mettant en lumière la pompe d'alimentation du rétro-lavage, tout en examinant les techniques de nettoyage court (EFM) et en profondeur (NEP). La seconde partie se concentrera sur l'évaluation de la qualité de l'eau à la sortie de l'unité UF, incluant l'analyse de l'eau ultrafiltrée et l'utilisation d'un simulateur fourni par le fabricant pour une évaluation approfondie.

VI.2 Partie 01 : dimensionnement hydraulique

A travers cette partie nous allons voir en détail les l'aspect du dimensionnement hydraulique de notre unité de traitement tertiaire proposée

VI.2.1 Calcul des débits d'eau à traiter

Il est crucial de déterminer les débits d'eau à traiter pour chaque étape du processus de traitement des eaux usées. Cela permet de dimensionner les conduites de transfert des eaux clarifiées vers unités de traitements tertiaire.

Dans le cas particulier de l'étude menée sur la station de traitement des eaux usées de BARAKI, il a été constaté qu'il existe une réserve d'eau à la sortie de l'étape de traitement tertiaire par UV, bien que cette dernière ne fonctionne pas. Cette cuve à la capacité de recueillir l'eau traitée avec un débit maximal en sortie de 9350 mètres cube par heure (m3/h).

Nous allons tirer parti de ces données pour concevoir et dimensionner un système de traitement par ultrafiltration (UF). Pour ce faire, nous envisageons d'utiliser cette cuve de stockage d'eau traitée comme une unité de stockage pour le traitement UF que nous allons proposer et dimensionner.

VI.2.2 Dimensionnement de la conduite principale de transfert :

Nous entreprendrons le dimensionnement d'une conduite principale en PRV (Plastique Renforcé de Verre) qui alimentera dix autres conduites secondaires, lesquelles seront connectées aux dix racks de traitement UF que nous proposons. Pour ce faire, nous avons effectué une analyse du catalogue de conduites en PRV disponibles sur le marché, en prenant en considération les spécifications techniques et les caractéristiques requises. Ensuite, nous avons procédé à un calcul hydraulique pour déterminer le choix optimal de la conduite en PRV en fonction des paramètres de débit, de pression et d'autres critères techniques.

Le débit total a véhiculé :

$Q_t = 9350 m3/h.$

Pour effectuer la sélection de notre conduite, nous avons référencé le catalogue des conduites en PRV (plastique renforcé de fibres de verre) de la marque FLOWTITE.

			PN 6				PN 10			
			SN 5000		SN 10000		SN 5000		SN 10000	
DN	DS	d_e [mm]	m [kg/m]	e [mm]	m [kg/m]	e [mm]	m [kg/m]	e [mm]	m [kg/m]	e [mm]
300	B2	324	10	5	13	6	10	5	13	6
350	B2	376	14	6	17	7	14	6	17	7
400	B2	427	18	7	22	8	18	6	22	8
450	B2	478	23	7	28	9	22	7	28	9
500	B2	530	29	8	35	10	27	8	35	10
600	B1	617	39	10	48	12	36	9	48	12
700	B1	719	53	11	66	14	49	10	66	14
800	B1	821	69	12	85	15	63	12	85	15
900	B1	923	87	14	107	17	81	13	107	17
1000	B1	1025	106	15	133	19	99	14	133	19
1100	B1	1127	129	17	161	21	120	16	161	21
1200	B1	1229	152	18	190	23	142	17	190	23
1300	B1	1331	179	20	223	25	166	19	223	25
1400	B1	1433	207	21	258	27	192	20	258	27
1500	B1	1535	238	23	296	28	220	21	296	28
1600	B1	1637	270	24	337	30	250	23	337	30
1700	B1	1739	305	26	379	32	282	24	379	32
1800	B1	1841	341	27	425	34	315	25	425	34
1900	B1	1943	379	29	473	36	351	27	473	36
2000	B1	2045	419	30	523	38	389	28	523	38

A partir du catalogue du fournisseur nous devons calculer :

- Le diamètre intérieur :

$$D_{int} = D_{ext} - 2*\text{épaisseur}$$

- La surface :

$$S = \pi D^2/4$$

- La vitesse d'écoulement :

$$V = Q\ (m/s)/S$$

Pour le choix de notre conduite la vitesse d'écoulement ne doit être :

- A aspiration inferieur a 1 m/s (V <1 m/s).
- Au refoulement superieur a 1 m/s (V >1 m/s).

Les résultats de calcule sont résumer dans le tableau si dessus.

Tableau VI. 1 choix conduite en PRV (Q=9350m3/j)

Diamètres extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Section (m2)	Vitesse découlement (m/s)
1000	14	972	0,972	0,74203162	3,50015034
1100	16	1068	1,068	0,89584399	2,8991903
1200	17	1166	1,166	1,06779279	2,43232794
1300	19	1262	1,262	1,25085967	2,07634979
1400	20	1360	1,36	1,45267244	1,78789254
1500	21	1458	1,458	1,66957114	1,55562237
1600	23	1554	1,554	1,89667059	1,36935862
1700	24	1652	1,652	2,14343327	1,21171126
1800	25	1750	1,75	2,40528188	1,07979952
1900	27	1846	1,846	2,67641389	0,97041128
2000	28	1944	1,944	2,96812647	0,87503759

- **Coté aspiration (alimentation de l'unité)**

Les conduites de transfert sélectionnées, au nombre de deux, sont des conduites en PRV avec un diamètre extérieur de **1900 mm** et une vitesse d'écoulement de **0.97 m/s.**
La première conduit l'eau depuis la sortie du réservoir sur une distance de 3 mètres, puis elle est connectée via un raccord en "T" à une deuxième conduite longue de 60 mètres. C'est cette deuxième conduite qui est associée aux 10 conduites en PEHD servant à l'alimentation des racks.

- **Coté refoulement vers la bâche de stockage (sortie de l'unité UF)**

Les conduites de transfert sélectionnées, au nombre de deux, sont des conduites en PRV avec un diamètre extérieur de **1800 mm** et une vitesse d'écoulement de **1.07 m/s**.
La configuration est similaire du côté aspiration, où l'on trouve une conduite de 60 mètres destinée à recevoir l'eau provenant des conduites de refoulement des dix racks (PEHD). De plus, il y a une autre conduite de 3 mètres prévue pour acheminer l'eau collectée vers le réservoir de stockage.

VI .2.3 Dimensionnement des conduites d'alimentation de l'unité UF

Les dimensions des conduites sont déterminées en fonction des débits d'eau qui entrent dans chaque rack (à partir de la conduite principale en PRV). De plus, ces conduites doivent être conçues pour résister à la pression d'alimentation de la membrane spécifique, en l'occurrence l'UF-1010EAT, qui est maintenue à 3 bars et une pression allons jusqu'à 3 bars au retro-lavage. Dans cette optique, nous suggérons l'utilisation de tuyaux en polyéthylène haute densité (PEHD) conçus pour supporter des pressions de lavage allant jusqu'à 3 bars. En nous basant sur ces critères, nous procéderons à la sélection de notre fournisseur, en l'occurrence SETIF PIPE.

Le débit véhiculé par conduite :

$$Q_c = Q_t \div 10$$

$$Q_c = 9350 \div 10$$

$$Q_{c=} \ 935 \text{ m3/h}$$

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 10 Bars			
	CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0	640.06.020.09	20	**	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.025.09	25	**	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.032.09	32	2.0	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.040.09	40	2.4	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.050.09	50	3.0	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.063.09	63	3.8	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.075.09	75	4.5	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.090.09	90	5.4	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.110.09	110	6.6	10Bars	Rx 100Ml
	640.06.125.09	125	7.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.160.09	160	9.5	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.200.09	200	11.9	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.250.09	250	14.8	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.315.09	315	18.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.400.09	400	23.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.500.09	500	29.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.630.09	630	37.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.710.09	710	42.1	10Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.06.800.09	800	47.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml

Tableau VI. 2 choix conduite en PEHD (Q=935m3/j)

Diamètres extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre intérieur (mg)	Section (m^2)	Vitesse découlement (m/s)
315	12,1	290,8	0,2908	0,06641691	3,9104832
400	15,3	369,4	0,3694	0,10717257	2,42340191
500	19,1	461,8	0,4618	0,16749342	1,55064139
630	24,1	581,8	0,5818	0,2658504	0,97694878
710	27,2	655,6	0,6556	0,33757305	0,76938079
800	30,6	738,8	0,7388	0,4286903	0,60585048

- **Les conduites d'aspiration choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **630mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.976 m/s**.

- **Les conduites de refoulement choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **500mm**, avec une vitesse d'écoulement de **1.550 m/s**.

VI.2.4 Dimensionnement des conduites d'alimentation des lignes principales de traitements

À partir des conduites d'alimentation du rack, nous avons envisagé la mise en place de six lignes principales de traitement par unité. Pour ce faire, nous avons dû sélectionner des conduites capables de répondre à ces débits (Q_p).

$$Q_p = Q_c \div 6$$

$$Q_p = 950 \div 6$$

$$Q_p = 155.83 \text{ m3/h}$$

La même méthodologie a été appliquée pour déterminer les caractéristiques des conduites de transfert des racks, et les résultats de ces calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessus.

Tableau 0 : résultats de calcules des caractéristiques des conduites d'alimentation des lignes principales de traitements.

Tableau VI. 3 choix conduite en PEHD (Q=155.83m3/j)

Diamètres extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre intérieur (m)	Section (m^2)	Vitesse découlement (m/s)
110	4,2	101,6	0,1016	0,00810732	5,33913955
200	7,7	184,6	0,1846	0,02676414	1,61731753
250	9,6	230,8	0,2308	0,04183709	1,03463479
315	12,1	290,8	0,2908	0,06641691	0,65173326
400	15,3	369,4	0,3694	0,10717257	0,40389168
500	19,1	461,8	0,4618	0,16749342	0,2584347

- **Les conduites d'aspiration choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **315mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.651 m/s.**

- **Les conduites de refoulement choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **250 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **1.034 m/s.**

VI.2.5 Détermination du nombre de membrane par module

L'unité de traitement est équipée de dix racks de traitement membranaire indépendants, chacun comprenant plusieurs modules fournissant une surface filtrante de 65 mètres carrés par membrane.

Pour déterminer le nombre de membranes nécessaires par rack, nous prenons en compte le débit d'eau transporté par chaque conduite d'alimentation du rack, lequel s'élève à 935 mètres cubes par heure, correspondant à la quantité d'eau à traiter par rack. Nous divisons ensuite ce débit d'eau par le débit d'eau traité par chaque membrane. Dans cette étude, nous avons opté pour une membrane capable de traiter un débit maximal de 4.6 mètres cubes par heure (Qm).

Le calcul se présente comme suit :

$$n = Qc \div Qm$$

$$n = 935 \div 4.6$$

$$n = 203.26$$

Par conséquent, l'utilisation de 204 membranes par rack est impérative pour assurer un traitement efficace d'un débit de 935 mètres cubes par heure d'eau filtrée par rack. Cependant, il convient de noter que cette quantité d'eau demeure théorique en raison d'une perte de production réelle attribuable au rétro-lavage, évaluée à une heure par jour (2.5 minutes de retro lavage chaque heure).

Afin de répondre au débit de production tout en tenant compte de l'heure de rétro-lavage perdue, il est nécessaire d'installer un nombre de 216 membranes par rack. Cette augmentation est essentielle pour accroître la production de manière à satisfaire le débit de production sur une période de 23/24 heures.

N=216 membranes par rack

VI.2.5 Dimensionnement des conduites d'alimentation des membranes du rack

Chaque ligne de traitement principale comprend 36 membranes, ce qui équivaut à un total de 216 membranes réparties sur les 6 lignes de traitement. Ces 36 membranes sont interconnectées au moyen de conduites et sont disposées de manière compacte, avec 18 membranes à droite et 18 à gauche. Chaque conduite présente un débit de 4.58 m3/h. Le calcul du débit par conduite d'alimentation de la membrane (Qm) s'effectue en divisant le débit total par le nombre de membranes (36) :

$$Q_m = Q_p \div 36$$

Où :

- Qm représente le débit par conduite d'alimentation d'une membrane (en m3/h).
- Qp est le débit total (155.83 m3/h).

Ainsi, Qm = 155.83 ÷ 36, ce qui donne un débit par conduite d'alimentation de membrane de (Qm) de 4.32 m3/h.

Tableau IX. 4 choix conduite en PEHD (Q=4.32m3/j)

Diamètres extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Section (m^2)	Vitesse découlement (m/s)
32	0	32	0,032	0,00080425	1,49207759
40	0	40	0,04	0,00125664	0,95492966
50	2	46	0,046	0,0016619	0,72206401
63	2,5	58	0,058	0,00264208	0,45418771
110	4,2	101,6	0,1016	0,00810732	0,14801439
200	7,7	184,6	0,1846	0,02676414	0,04483611

- **Les conduites d'aspiration choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **32 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.954 m/s**.

- **Les conduites de refoulement choisies**

Des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **40 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **1.492 m/s**.

VI.2.6 Choix du filtre de Bernoulli

Nous proposons la mise en place de dix filtres de Bernoulli interconnectés avec les conduites d'alimentation des racks, dans le but de prévenir l'obstruction et de renforcer davantage la sécurité en amont des membranes UF. Le choix du filtre est déterminé en fonction du débit d'eau à traiter transporté par la conduite.

$$Q_{f=} 950 \text{ (m3/h)} = 263.89 \text{ (l/s)}.$$

En se référant au Tableau 05, qui spécifie les dimensions des filtres de Bernoulli, et en considérant le débit transporté par chaque conduite (263.89 l/s), on a opté pour dix filtres de Bernoulli du type BGS 300, ayant une capacité de traitement d'eau de 325 l/s chacun.

***Tableau VI. 5** caractéristiques du filtre de Bernoulli*

Nombre de filtre total installe	10
Débit par filtre	325 (l/s)
Le seuil de filtration	300 um

VI.2.7 Unité de traitement membranaire

Suite à la sélection de la membrane UF-1010EAT, l'unité de traitement est équipée de dix racks de traitement membranaire indépendants, chacun étant caractérisé par un nombre défini de modules. Les caractéristiques des racks UF proposés sont regroupées dans le tableau suivant :

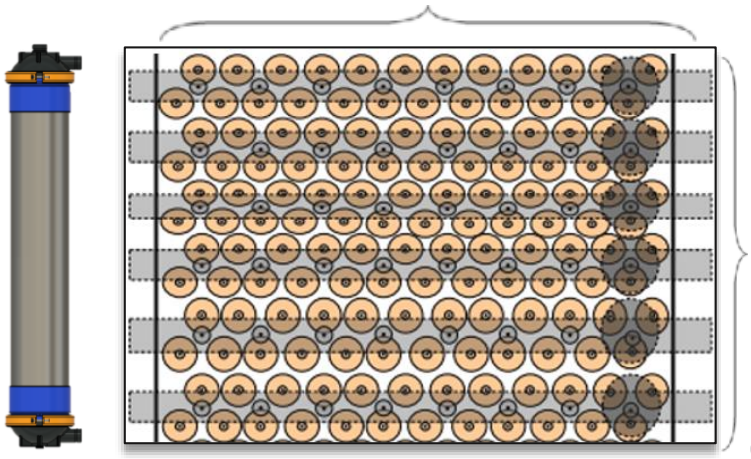
Tableau VI. 6 Les caractéristiques des racks UF proposés

Nombre de ligne de production (rack)	10
Débit d'entrée dans le rack	935 m3/h
Surface filtrante par membrane	65 m2
Taille des pores	0.04 μm
Débit traite par membrane	4.6 m3/h
Nombre de module à installer par rack	21
Installation	Verticale
Plage de service de pH	1 – 14
Longueur de la membrane	2.160 mm
Diamètre de la membrane	165 m
Température de service maximale	45 C

VI. 2.7.1 La configuration du rack

Étant donné le débit d'eau à traiter et le nombre de modules par rack (935 m3/h), dans le but d'optimiser l'espace, nous proposons une installation compacte. Notre proposition consiste en l'installation de dix racks d'ultrafiltration, et chaque rack est subdivisé en six lignes de traitement principal. Cela nous donne un total de 216 membranes, qui sont ensuite réparties en 36 membranes par ligne principale. À leur tour, chaque ligne principale est subdivisée en deux autres lignes secondaires de traitement, résultant en 18 membranes par ligne en longueur et 6 membranes en largeur.

36 membranes disposées en format compact (triangulaire) par ligne de traitement



06 lignes de traitements

VI.2.7.2 Les dimensions du rack

En se basant sur la fiche technique on a :

Le rayon du chapeau de la membrane L5 est de 172 mm. En tenant compte d'un espacement de 50 mm, son diamètre est donc de 444 mm. Pour évaluer la longueur du rack, on multiplie le diamètre par le nombre de membranes en ligne, soit :

$$L = 18*444$$
$$L= 7,992m$$

Pour le calcul de la largeur, avec 6 lignes de membranes en configuration compacte avec un diamètre de 444 mm par membrane, on ajoute un espacement de 500 mm entre chacune des six lignes principales pour la maintenance. Cela donne :

$$l = 444*6+500*5$$
$$l= 5,164\ m$$

- **Dimension de l'unité UF en totalité (10 racks)**

Pour déterminer la largeur de l'unité d'ultrafiltration (UF), nous ajoutons à la largeur du rack un espacement d'1 mètre entre chaque rack. Cela donne une largeur totale de l'unité de 60,640mètres pour nos 10 racks réunis, avec une longueur totale de L = 7,548 mètres.

VI .2.7.3 Pompes d'alimentation

L'unité de traitement nécessite l'installation de dix électropompes d'alimentation chargées de pomper l'eau depuis la conduite principale en PRV vers les racks de filtration membranaire. Ce transfert s'effectue en passant à travers les conduites principales d'alimentation des racks en PEHD ainsi que les filtres à nettoyage automatique.

Le débit de chacune des pompes doit être ≥ 950 m3/h et doit répondre à la pression d'alimentation des membranes 03 bars.

Pour choisir notre pompe on doit calculer la Hauteur manométrique (HMT) passant par le calcul des pertes de charges totales de notre installation :

- **Pertes de charges dans les conduites des racks** :

Les pertes de charge linéaires, également appelées pertes de charge régulières, sont des pertes d'énergie qui se produisent de manière uniforme le long d'un conduit ou d'une canalisation à cause de la résistance au fluide lorsqu'il s'écoule à travers ce conduit. Ces pertes de charge se produisent principalement en raison de la viscosité du fluide et des frottements entre le fluide et les parois de la conduite.

$$\mathbf{Re} = \frac{V * D}{\mu}$$

$$\Delta H = \frac{\lambda * L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

La loi des pertes de charge singulières, également connue sous le nom de loi de Bernoulli pour les pertes de charge singulières, établit une relation entre les variations de vitesse et de pression dans un fluide en écoulement lorsque des perturbations, telles que des coudes, des élargissements, des rétrécissements ou des obstructions, sont présentes dans le conduit. Cette loi est souvent utilisée en mécanique des fluides pour analyser les pertes d'énergie dues à de telles singularités.
La loi des pertes de charge singulières peut être formulée comme suit :

$$\Delta H_s = K * V^2/2g$$

Où :

- (K) est le coefficient de perte de charge singulière associé au dispositif
- (V) est la vitesse du fluide (en mètres par seconde)
- (g) est l'accélération due à la gravité (en mètres par seconde carrée)

Le coefficient (K) est spécifique à chaque type de dispositif singulier (par exemple, une vanne, un coude, un rétrécissement, etc.) et dépend de facteurs tels que la géométrie du dispositif et les propriétés du fluide. Il est souvent déterminé expérimentalement.

Le coefficient K dépend du type de singularité (coudes, élargissements, rétrécissements, etc.) et des caractéristiques géométriques de cette singularité on a :

- Un coude avec un coefficient k=1
- Un te de 90° avec un coefficient k= 0.8
- Une vanne avec un coefficient k=1
- Un clapet antiretour avec un coefficient k=1
- Une sortie de pompe avec un coefficient k =1

A-Conduites d'alimentation du rack

Nous disposons de deux conduites affichant un débit de 935 m3/h. La première, de configuration horizontale, est équipée d'un filtre Bernoulli, d'une vanne, d'un clapet anti-retour, et d'une pompe. La longueur totale de cette conduite s'étend sur 2 mètres. Les pertes de charge associées à cette conduite sont consignées dans les tableaux subséquents.

Tableau VI. 7 perte de charge linaires de conduite (Q=935m/h)

Perte de charge linaires de la conduite (Q=935 m3/h)	
Q	0,259722222
V	1,072803826
Re	595,6206844
Λ	0,064917227
ΔH	0,011406681

Tableau VI. 8 pertes de charge singulières de conduite (Q=935 m/h)

Pertes de charges singulières de la conduite (Q=935 m3/h)	
Q	0,259722222
V	1,072803826
K	3
ΔHs	0,172636207

B- les pertes de charges des conduites de linges de traitements

Les lignes de traitement se présentent sous la forme de conduites d'une longueur totale de 7,548 mètres, par lesquelles les conduites d'alimentation des membranes sont interconnectées via 36 tés. Les résultats des calculs des pertes de charge sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 9 pertes de charge linaires de conduite (Q=155.83m3/h)

Pertes de charges linaires de la conduite (Q=155.83 m3/h)	
Q	0,043055556
V	1,13460527
Re	250067,0015
Λ	0,017515275
ΔH	0,012991735

Tableau VI. 10 pertes de charge singulières de conduite (Q=155.83m3/h)

Perte de charges singulières de la conduite (Q=155 m3/h)	
Q	0,043055556
V	1,13460527
K	36
ΔHs	2,188459502

C- les pertes de charges des conduites d'alimentation des membranes

Les membranes sont connectées à la ligne de traitement au moyen de 36 conduites et coudes de 90 degrés, réparties en 18 à droite et 18 à gauche de la ligne, selon une configuration compacte. Les résultats des calculs des pertes de charge sont consignés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 11 pertes de charge linaires de conduite (Q=4.58m3/h)

Pertes de charges linaires de la conduite (Q=4.58 m3/h)	
Q	0,001273148
V	0,837305045
Re	669844,0361
Λ	0,0166317
ΔH	0,000178018

Tableau VI. 12 pertes de charge singulières de conduite (Q=4.58m3/h)

Perte de charges singulières de la conduite (Q=4.58 m3/h)	
Q	0,001273148
V	1,308289133
K	36
ΔHs	2,909754774

D- Perte de charge singulière de colmatage des membranes (m)

Les pertes de charge sont généralement estimées à 0.1 mètre par membrane. Pour déterminer les pertes de charge totales de l'ensemble des membranes par rack, il suffit de multiplier cette valeur par le nombre de membranes par rack.

$$\Delta H_{membrane} = 0.1 * 216$$

$$\Delta H_{membrane} = 21{,}6 \text{ m}$$

1) Pertes de charges totales :

$$\text{Perte de charge total} = \sum \Delta H = 27{,}24833181 \text{m}$$

2) La hauteur manométrique (HMT) :

$$HMT = \sum \Delta H + Hg$$
$$HMT = 27{,}24833181 + 1.2$$
$$HMT = 28{,}24833181 \text{ m}$$

- **Pompe d'alimentation principale**

Avec un débit de 935 m3/h, une Hauteur Manométrique Totale (HMT) de 28,248 m par rack, et une pression d'alimentation du rack de 3 bars, nous avons recouru au simulateur de KSB pour déterminer le choix de la pompe horizontale **Omega 250-370 A SB P F**. Cette pompe est destinée à approvisionner un rack, ce qui implique que 10 pompes seront nécessaires pour l'alimentation globale de l'unité. Les spécifications de la pompe sont succinctement récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 Pompe d'alimentation principale

Débit de la pompe	935,21 m3/h
Hauteur manométrique totale	31.01 m
Rendement	85.1 %
Puissance absorbée	92.64 kW
Pression de refoulement	3.04 bars
Nombre totale de pompe	11
Nombre de pompe de secours	01

- **Pompe de secours**

Nous avons envisagé l'installation d'une pompe de secours à l'extérieur de l'unité UF, fonctionnant en parallèle avec la pompe de la première rangée. Notre pompe de secours sera connectée à toutes les conduites d'alimentation des rangées (conduites de 935 m3/h) au niveau des pompes. Cette conduite de secours sera reliée à l'ensemble des conduites d'alimentation des dix rangées grâce à un système de vanne. Cette configuration nous permettra de faire fonctionner la pompe de secours en cas de défaillance des pompes d'aspiration, garantissant ainsi le bon fonctionnement de notre unité de traitement UF.

Feuilles de données

La configuration contient un conflit. Cette impression pourrait être incorrecte.

N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Quick quote
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 400
Date:
Page: 22 / 42

No. de version:

Omega 250-370 A SB P F

Caractéristiques de fonctionnement

Débit demand é	935,00 m³/h	Débit	935,21 m³/h
Hauteur manom étrique totale demand ée	31,00 m	Hauteur manom étrique tot.	31,01 m
		Rendement	85,1 %
Liquide pomp é	Eau	Puissance absorb ée	92,64 kW
	Eau pure	Vitesse de rotation pompe	1492 rpm
Informations d étaillées sur le fluide pomp é	Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	NPSH 3%	4,89 m
		NPSH requis	5,64 m
		Pression de refoulement	3,04 bar.r
Température ambiante maximale	20,0 °C		
Température ambiante minimale	20,0 °C		
Température liquide pomp é	20,0 °C		
Densit é liquide pomp é	998 kg/m³	Operating pressure	4,21 bar.r
Viscosit é liquide pomp é	1,00 mm²/s	Hauteur à débit nul	42,98 m
Pression d'aspiration max.	0,00 bar.r	Débit mini pour marche continue stable	284,72 m³/h
Débit massique	259,26 kg/s		
Puissance max. courbe	96,01 kW	Débit massique mini pour marche continue stable	78,93 kg/s
Débit massique max. admissible	373,56 kg/s	Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Exécution

Norme de pompe	Pompe à volute à plan de joint axial	Diam ètre de roue minimum	306,0 mm
		Diam ètre de roue non r éduit	389,0 mm
Les performances d'une pompe d épendent de certains aspects de fabrication et de la qualit é des mat ériaux mis en œuvre (rugosit é de surface des pièces de fonderie, tolérances de moulage, etc.). Les op érations de fabrication valables pour l'option « Version optimis ée » vont au-delà de celles appliqu ées pour les versions standard et permettent d'am éliorer les performances de la pompe.		Section de passage	39 mm
		Sens de rotation vu du moteur	Sélectionner,svp.
		Joint de palier c ôté entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
		Type de palier côté entraînement	Paliers à roulements
		Type de lubrification côté entraînement	Graisse
Exécution	Pompe et moteur sur châssis commun (3E)	Joint de palier c ôté oppos é à l'entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
Mode d'installation	Horizontale		
Version optimis ée	Yes	Type de palier côté oppos é à l'entraînement	Paliers à roulements
Bride d'aspiration (AS)	EN 1092-2 / DN 300 / PN 10	Lubrification c ôté oppos é à l'entraînement	Graisse
perçage et plan de joint suivant	21A / FF	Alésage de mesure de temp érature	avec
Bride de refoulement (AD)	EN 1092-2 / DN 250 / PN 10	Sonde de temp érature PT 100	Sans
perçage et plan de joint suivant	21A / FF	cté mot	
Étanchéité d'arbre	Garniture à tresse	Alésage de mesure de vibrations	avec
Fabricant étanchéité arbre	KSB		
Type de garniture d'étanchéité	RT-P	Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB
Mode de fonctionnement	PE Garniture à tresse (circulation extérieure)		
Bague d'usure	Bague d'usure		
Type bague d'usure	Variante standard		
Diam ètre de roue	333,0 mm		

Figure VI.1 la fiche technique de la pompe Omega 250-370 A SB P F

Courbe caractéristique hydraulique

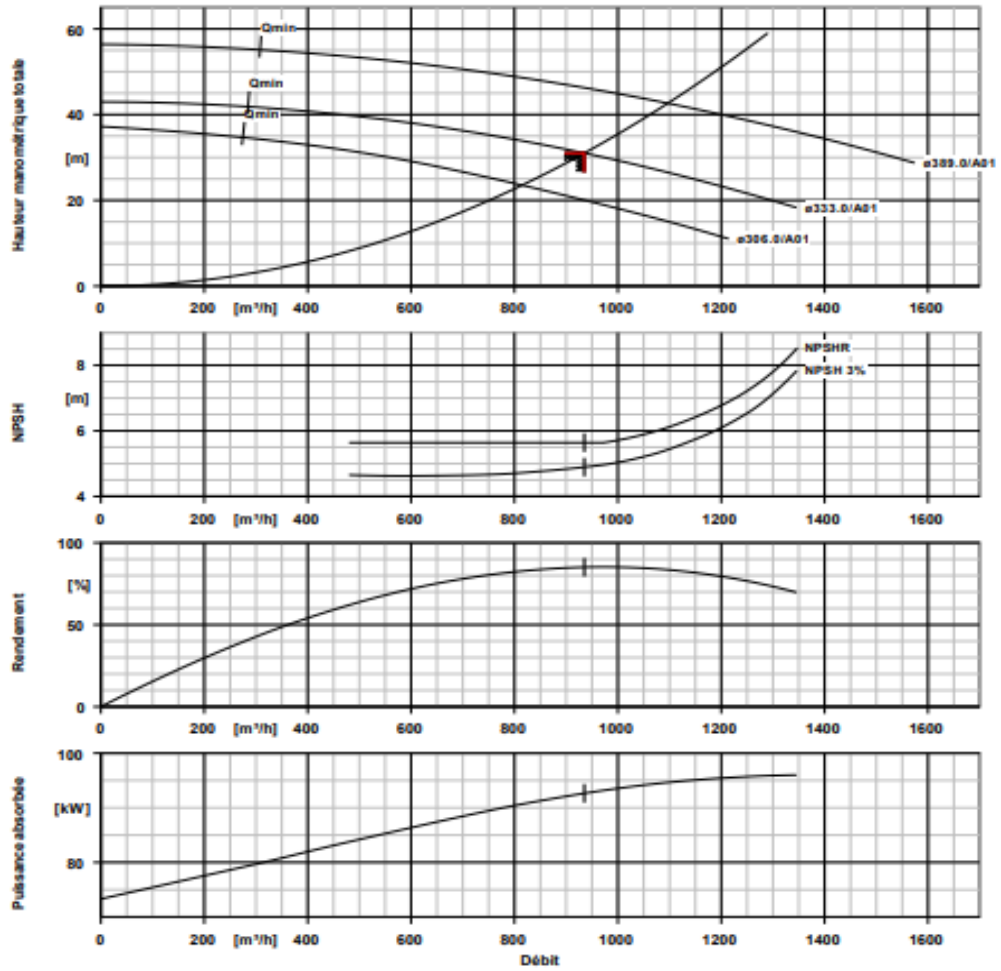
La configuration contient un conflit. Cette impression pourraitêtre incorrecte.

N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Quick quote
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste:400
Date:
Page: 25 / 42

Omega 250-370 A SB P F

No. de version:



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	1492 rpm	Rendement	85,1 %
Densité liquide pompé	998 kg/m³	Puissance absorbée	92,64 kW
Viscosité	1,00 mm²/s	NPSHR	5,64 m
Débit	935,00 m³/h	NPSH 3%	4,89 m
Débit demandé	935,00 m³/h	Numéro de courbe	K42794/2
Hauteur manométrique totale	31,00 m	Diamètre de roue effectif	333,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	31,00 m	Norme de réception	tolérances selon ISO 9906 2B

Figure VI.2 la courbe caractéristique de la pompe Omega 250-370 A SB P F

VI.2.7.4 Le retro lavage

Le rétro-lavage, aussi appelé lavage en sens inverse, des membranes d'ultrafiltration (UF), joue un rôle crucial dans le fonctionnement des systèmes de traitement de l'eau par UF. Son objectif principal est de nettoyer les membranes en éliminant les particules et les substances retenues pendant le processus de filtration,

Le rétro-lavage est un élément fondamental pour maintenir les performances des membranes UF et pour prolonger leur durée de vie en éliminant les accumulations de contaminants, ce qui permet de restaurer leur capacité de filtration. Dans le cadre de notre étude, ce processus est déclenché automatiquement de manière régulière, avec une durée d'activation de 2,5 minutes toutes les heures. Il nécessite un approvisionnement en eau compris entre 1,8 et 3,6 mètres cubes par module par heure, prélevée depuis le réservoir des eaux filtrées.

En évaluant le débit de lavage à 2 mètres cubes par membrane par heure et en prenant en considération la pression maximale tolérée par la membrane lors du rétro-lavage (3 bras), nous avons réalisé les calculs hydrauliques nécessaires à la sélection de la conduite en examinant le catalogue des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) proposées par SETIF PIPE.

Calcule du débit du retro lavage de toutes les membranes du rack (214 membranes) :

$$\mathbf{Q_{rt} = Q_{r\ (m3/min)} * N_{membrane} * N_{minutes}}$$

$$Q_{rt} = 0{,}033333333 * 214 * 2.5$$

$$Q_{rt} = 17{,}83333333 \text{ m3/min/h}$$

Tableau VI. 14 choix conduite en PEHD(Q=17.83m3/j)

Diamètres extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Section (m^2)	Vitesse découlement (m/s)
75	2,9	69,2	0,0692	0,00376099	1,31688173
90	3,5	83	0,083	0,00541061	0,91538286

Les conduites d'aspiration du Reto- lavage choisies sont : des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **75 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **1.3168 m/s**.

Les conduites de refoulement du Reto- lavage choisies sont : des conduites en PEHD de diamètre extérieur de **90 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **0.9153 m/s.**

Tableau VI. 15 Calcule des pertes de charges linaires (Q=17.83m3/h)

Perte de charge linaires de la conduite secondaire de traitement (Q=17.83 M3/h)	
Q	17,83
V	0,91538286
Re	823,8445741
λ	0,057698673
ΔH	0,029525011

Pour les pertes de charges singulières on a :

- Trois coudes avec un coefficient k=1
- Neuf tés de 90° avec un coefficient k= 0.8

Tableau VI. 16 Calcule des pertes de charges singulière (Q=17.83m3/h)

Perte de charge singulière de la conduite secondaire de traitement (Q=17.83 M3/h)	
Q	17,83
V	0,91538286
k	10,2
DHs	0,427342148

- **Calcule du HMT**

$$HMT = \sum \Delta H + Hg$$

$$HMT = 1{,}656867159 \text{ m}$$

- **Choix de la pompe de lavage**

Avec un débit de 17.83 m3/h, une Hauteur Manométrique Totale (HMT) de 1,656 m par rack, et une pression maximale de 03 bars nécessaire pour le rétro-lavage des membranes du rack, nous avons utilisé le simulateur de KSB pour sélectionner la pompe horizontale **ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B** Cette pompe sera connectée à l'ensemble des racks de notre unité, intégrant un système de vanne permettant d'effectuer le rétro-lavage rack par rack. Les caractéristiques spécifiques de la pompe sont succinctement résumées dans le tableau suivant

Tableau VI. 17 pompes de lavage

Débit de la pompe	17,82 m3/h
Hauteur manométrique totale	29,96 m
Rendement	58,4 % %
Puissance absorbée	2,49 kW
Pression de refoulement	16,00 bars
Nombre totale de pompe	01
Nombre de pompe de secours	01

Feuilles de données

KSB

N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Quick quote
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 100
Date:
Page: 1 / 8

No. de version:

ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B

Pompe centrifuge basse pression Etanorm

Caractéristiques de fonctionnement

Débit demandé	17,83 m³/h	Débit	17,82 m³/h
Hauteur manométrique totale demandée	30,00 m	Hauteur manométrique tot.	29,96 m
		Rendement	58,4 %
Liquide pompé	Eau Eau pure	MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,50
Informations détaillées sur le fluide pompé	Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	Puissance absorbée	2,49 kW
		Vitesse de rotation pompe	2927 rpm
		NPSH requis	3,11 m
		Pression de service admissible	16,00 bar.r
Température ambiante maximale	40,0 °C		
Température ambiante minimale	0,0 °C		
Température liquide pompé	20,0 °C		
Densité liquide pompé	998 kg/m³	Pression de refoulement	2,93 bar.r
Viscosité liquide pompé	1,00 mm²/s	Hauteur à débit nul	32,20 m
Pression d'aspiration max.	0,00 bar.r	Débit mini pour marche continue stable	4,14 m³/h
Débit massique	4,94 kg/s		
Puissance max. courbe	3,38 kW	Débit massique mini pour marche continue stable	1,15 kg/s
Débit massique max. admissible	9,18 kg/s		
		Exécution	Pompe simple 1 x 100 % tolérances selon ISO 9906 classe 3B

Exécution

Norme de pompe	EN 733	Code matériau	BQ1EGG-WA
Exécution	Pour montage sur socle	Code	11
Mode d'installation	Horizontale	Mode de fonctionnement	AGarniture mécanique simple (couvercle A)
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 50	On suppose que le fluide ne contient pas de substances solides	
Pression nom. aspiration	PN 16		
Position tubulure d'aspiration	axial	Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité conique (couvercle A)
Dimensions de la bride d'aspiration selon norme	EN1092-2		
		Protection contre les contacts fortuits	avec
Bride d'aspiration alésée selon norme	EN1092-2		
		Bague d'usure	Bague d'usure
Diamètre nom. refoulement	DN 32	Diamètre de roue	155,0 mm
Pression nom. refoulement	PN 16	Section de passage	5.8 mm
Position tubulure de refoulement	en haut (0°/360°)	Montage de pompe sans silicone	Oui
Dimensions de la bride de refoulement selon norme	EN1092-2	Type de palier	Norme Eau Standard
		Taille lanterne de palier	25
Bride de refoulement alésée selon norme	EN1092-2	Joint de palier	Joint trapézoidal
		Type de palier	Paliers à roulements
Forme surface étanchéité	Face surélevée (forme B suiv. EN 1092)	Type de lubrification côté entraînement	Graisse
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet	Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB
Fabricant étanchéité arbre	KSB		
Type de garniture d'étanchéité	1		

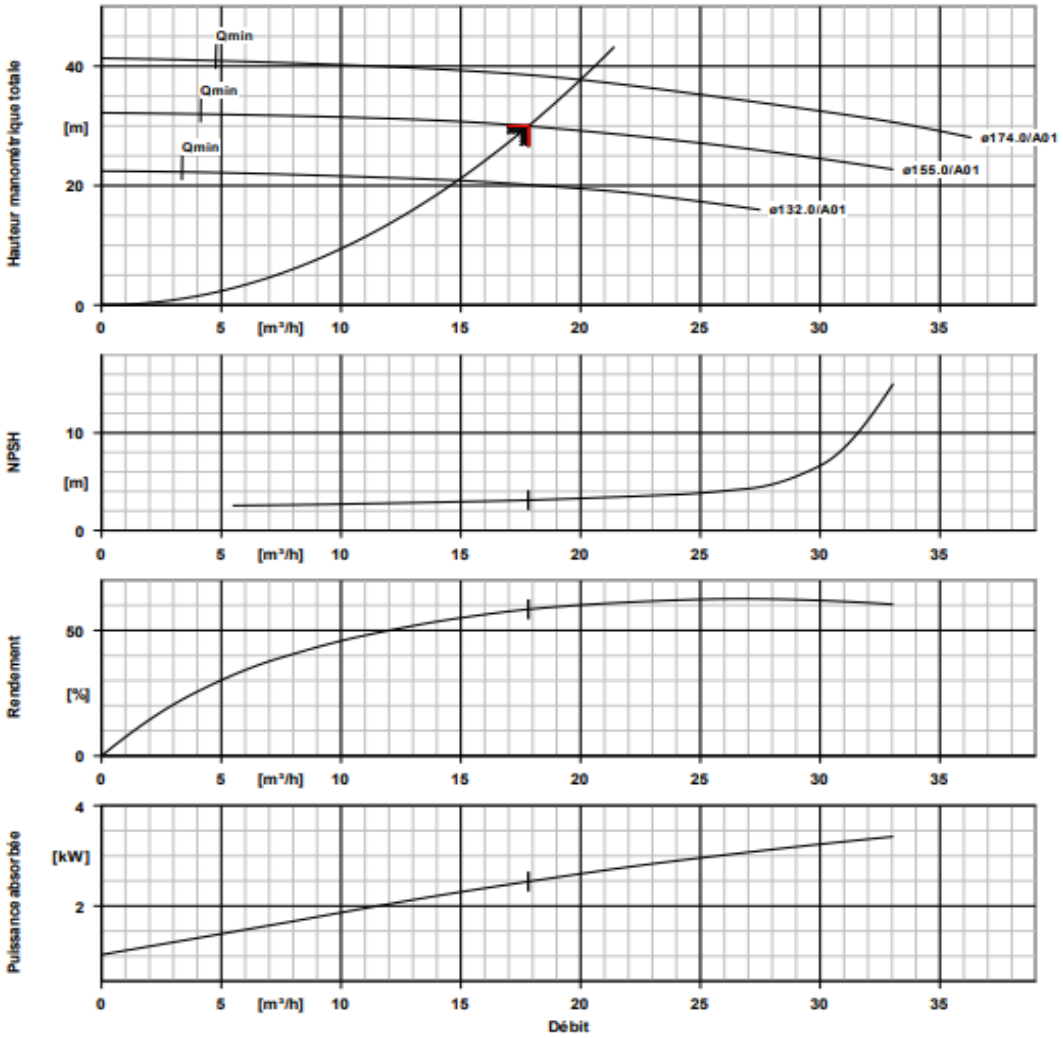
Figure VI.3 la fiche technique de la pompe ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B

N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Quick quote
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste:100
Date:
Page: 6 / 8

No. de version:

ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B
Pompe centrifuge basse pression Etanorm



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2927 rpm	Rendement	58,4 %
Densité liquide pompé	998 kg/m³	MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,50
Viscosité	1,00 mm²/s		
Débit	17,82 m³/h	Puissance absorbée	2,49 kW
Débit demandé	17,83 m³/h	NPSHR	3,11 m
Hauteur manométrique totale	29,96 m	Numéro de courbe	K1311.452/22
		Diamètre de roue effectif	155,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	30,00 m		

Figure VI.4 la courbe caractéristique de la pompe ETN 050-032-160 GGSAA11GD200302B

En parallèle, de l'air provenant des suppresseurs est injecté du côté de l'alimentation. Le besoin en air lors du rétro-lavage des membranes est de 5 Nm3/h par module, avec une plage de vitesse de l'air variant de 15 à 20 m/s. Ainsi, dans notre situation, un débit d'air par rack est requis selon les calculs suivants :

Besoins en air : 5 Nm3/h = 0,083333333 Nm3/min

Pour une durée de lavage de 2.5 minutes, le besoin total est de :

$$Qair = 0{,}083\ Nm3/min * 2.5\ min * 214\ membranes$$

$$Qair = 44{,}583\ Nm3$$

Il convient de noter que l'injection simultanée d'air et d'eau améliore significativement l'efficacité du processus de rétro-lavage.

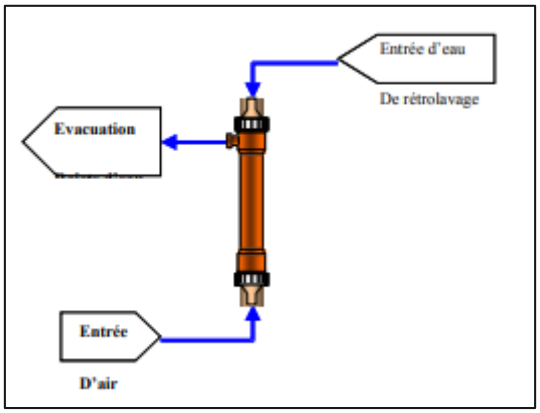


Figure VI.5 Schéma du rétro-lavage incluant l'injection d'air et d'eau.

A la fin du rétro-lavage, les saletés résiduelles contenues dans le module, à l'extérieur des fibres, sont chassées par une canalisation des rejets

VI.2.7.5 Nettoyage court (EFM)

Le processus de nettoyage court (EFM), effectué en moyenne toutes les 24 heures, représente une étape cruciale visant à éliminer une fraction des dépôts qui résistent aux actions hydrauliques et mécaniques effectuées pendant les rétro-lavages. Contrairement à ces derniers, le nettoyage court se concentre sur une efficacité accrue au niveau de la surface des membranes. La fréquence des nettoyages courts est étroitement liée à la variabilité de la qualité de l'eau brute. En cas d'eau brute présentant une faible charge en matière organique ou en turbidité, les nettoyages sont planifiés à intervalles plus espacés. Cependant, lorsque la qualité de l'eau brute se détériore, indiquée par une augmentation rapide de la turbidité, souvent associée à une concentration accrue en matières organiques, les nettoyages chimiques deviennent plus fréquents.

Il est important de noter que le nettoyage court des membranes d'UF n'implique jamais l'utilisation de détergents. Il repose sur l'utilisation d'une solution chlorée pour éliminer la matière organique. Ce nettoyage est effectué individuellement sur chaque rack. Les étapes

principales du nettoyage court comprennent la préparation de la solution de nettoyage, la vidange de l'eau contenue dans les modules, la circulation de la solution de nettoyage, la récupération et vidange de la solution de nettoyage, le remplissage des modules avec de l'eau filtrée, et enfin, l'élimination par rinçage de la solution de nettoyage.
La préparation de la solution de nettoyage s'effectue dans la cuve de nettoyage en mélangeant de l'hypochlorite de calcium avec de l'eau. Ce mélange est réalisé à l'aide d'une injection de solution provenant de la préparation de la solution chlorée. La circulation de ces solutions de nettoyage a pour effet de dissoudre les substances qui se sont fixées à la surface des membranes. Chaque cycle de nettoyage implique la vidange, le remplissage, et le rinçage des modules.

Le processus de nettoyage comprend les étapes suivantes :

- Récupération de la solution de nettoyage des modules par l'utilisation de la pompe de nettoyage vers la cuve de nettoyage.
- Remplissage des modules par un rétro-lavage au filtrat.
- Vidange de la solution vers les rejets.
- Rinçage à l'eau brute.

En général, le volume de rinçage est d'environ 200 litres. Les rejets issus de la vidange ou du rinçage des solutions de nettoyage contiennent les substances accumulées à la surface des membranes, provenant de l'eau brute. Ces rejets sont dirigés vers une cuve de neutralisation avant d'être réinjectés en amont de la station.

VI.2.7.6 Nettoyage en profondeur : NEP

Le nettoyage en profondeur, communément appelé NEP et effectué en moyenne tous les 45 jours, est une opération périodique qui nécessite la circulation d'une solution d'eau fortement concentrée en réactifs, comprenant notamment du chlore et de la soude. Cette circulation est suivie d'une phase de rinçage, puis d'une étape acide. L'ensemble de cette procédure s'effectue à l'aide des mêmes équipements que ceux utilisés pour le nettoyage court.

La solution chlorée/basique est préparée à une concentration d'environ 500 à 800 ppm et 1-2% de soude dans de l'eau tiède à environ 35°C. Cette solution circule dans les modules pendant une période de 120 minutes. Ensuite, la solution acide, préparée dans de l'eau à température ambiante en ajoutant de l'acide citrique (2 % final), circule dans les modules pendant 60 minutes. Le rinçage qui suit est similaire à celui des nettoyages chimiques, avec un volume total de rinçage d'environ 300 litres par module.

Les rejets générés par cette opération suivent le même protocole d'évacuation que celui utilisé pour les nettoyages chimiques courts.

VI.2.7.7 Dimensionnement de la bâche d'eau ultra filtrée

Le dimensionnement du réservoir d'eau ultrafiltrée est une étape essentielle à la sortie de notre unité de traitement UF. Ce réservoir doit être conçu pour être en adéquation avec le débit d'eau produit par l'unité, tout en assurant une autonomie d'au moins 1 heure. Cela garantira une gestion efficace de cette eau en vue de sa réutilisation dans le processus de recharge artificielle de la nappe phréatique de METIDJA. Pour atteindre cet objectif, nous proposons la mise en place d'un réservoir rectangulaire, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant : (pour une autonomie de 1h le volume du réservoir doit avoir un minium un volume de 9350 m3)

Tableau VI. 18 dimensionnements de la bâché d'eau ultrafiltré

Longueur (m)	80
Largeur (m)	47
Hauteur (m)	2,5
Volume (m3)	9400

VI.3 Partie 02 : Qualité d'eau à la sortie de l'unité UF

Au début de l'unité de traitement UF, il convient de noter que les analyses de l'eau d'entrée ne répondaient pas aux normes de réutilisation en agriculture, qui servent de référence dans notre étude. Cela est dû à l'absence de normes spécifiques pour la réutilisation des eaux usées traitées en vue de la recharge des nappes en Algérie. Les paramètres non conformes incluaient les paramètres bactériologiques et les matières en suspension.

VI.3.1 Qualité de l'eau ultrafiltrée

La membrane UF utilisée dans cette étude dispose d'une capacité de filtration physique remarquable. L'installation proposée est en mesure de produire une eau d'une turbidité nettement inférieure à 1 NTU, quel que soit le niveau de turbidité de l'eau brute à traiter. En moyenne, l'eau produite aura une turbidité d'environ 0,1 NTU.

L'élimination totale de la turbidité de l'eau se traduit par l'élimination de la fraction non dissoute de tous les contaminants présents dans l'eau brute, tels que la Demande Biologique en Oxygène (DBO), la Demande Chimique en Oxygène (DCO) et les métaux lourds. De plus, la technologie d'ultrafiltration (UF) proposée permet de désinfecter l'eau traitée en éliminant physiquement les bactéries.

En outre, le traitement proposé garantit une filtration absolue et une réduction mesurable de 6 Log vis-à-vis des bactéries. Une réduction de 6 Log signifie que si un million de bactéries (10^6) sont présentes dans l'eau à traiter, au maximum une seule bactérie passera à travers la membrane d'ultrafiltration. Cette performance en matière d'élimination des bactéries est un gage de sécurité et de qualité de l'eau produite.

Les détails de la qualité d'eau sortant de l'ultrafiltration projetée sont énumérés ci-dessous :

Efficacité de rétention de particulaires :

- Turbidité de l'ordre de 0,1 <<< 1 NTU.
- MES << 2 mg/l.
- SDI < 3 ("Silt Density Index")

Efficacité de rétention microbienne :

- Formes bactériologiques > 6 log

VI.3.2 Calcul des paramètres de l'eau à la sortie de l'unité UF

En se basant sur les données de qualité de l'eau fournies par le fournisseur, les résultats des analyses effectuées à la sortie de l'unité d'ultrafiltration pour le projet de la station de BARAKI sont synthétisés dans le tableau suivant :

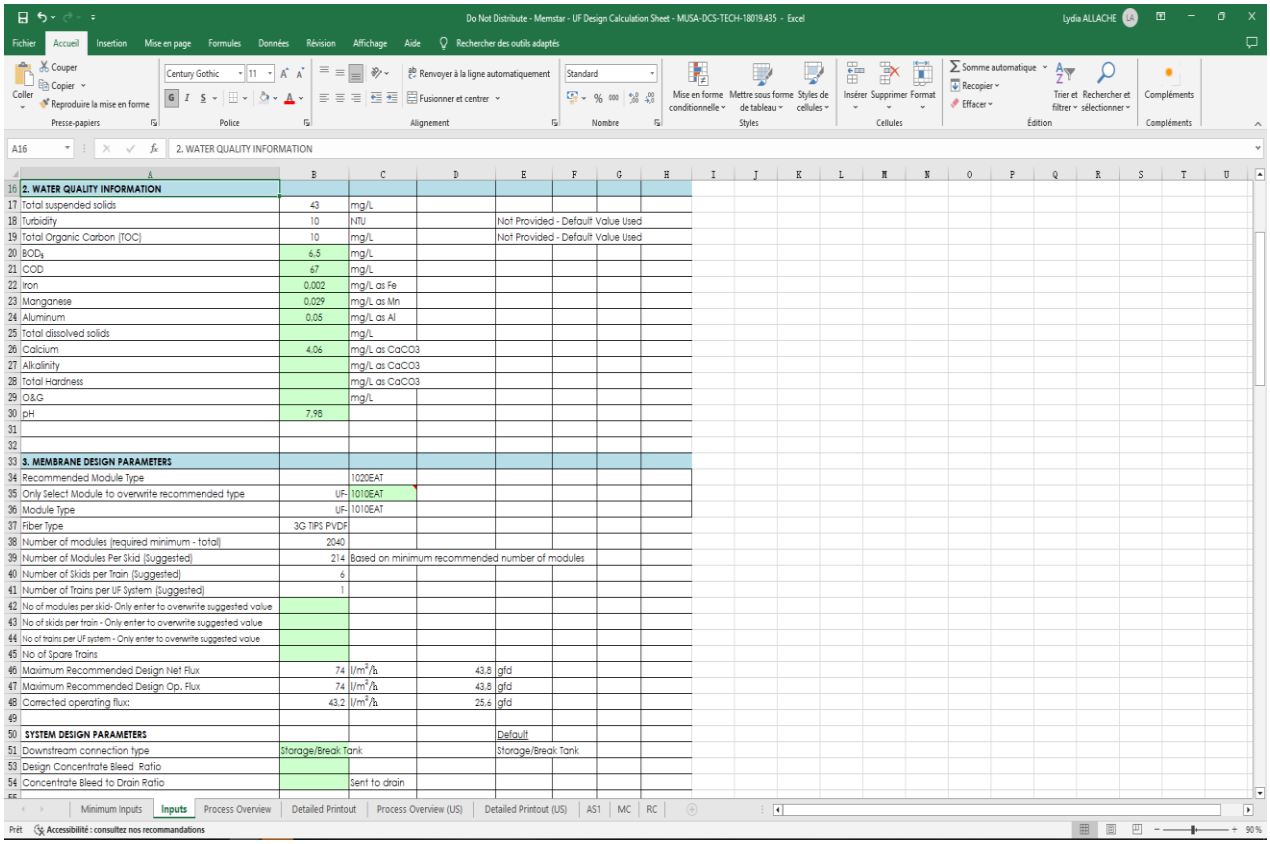
Tableau VI. 19 : Les résultats des analyses à la sortie de l'unité d'ultrafiltration (UF) projeté

Paramètres	Résultats d'analyses finales	Unité	Seuil
MES	<< 2	Mg/l	30
Bactéries coliformes	< 1	UFC/100ml	<100
Entérocoques	< 1	UFC/100ml	<100
Escherichia coli	< 1	UFC/100ml	<100

Suite aux analyses réalisées à la sortie de l'unité d'ultrafiltration projetée pour la station d'épuration de Beraki, nous constatons une réduction significative des paramètres problématiques préexistants avant la mise en place de notre système de traitement. En effet, notre unité de traitement par ultrafiltration (UF) atteint près de 99,9 % de réduction pour les paramètres bactériologiques et plus de 97 % de réduction pour les matières en suspension.

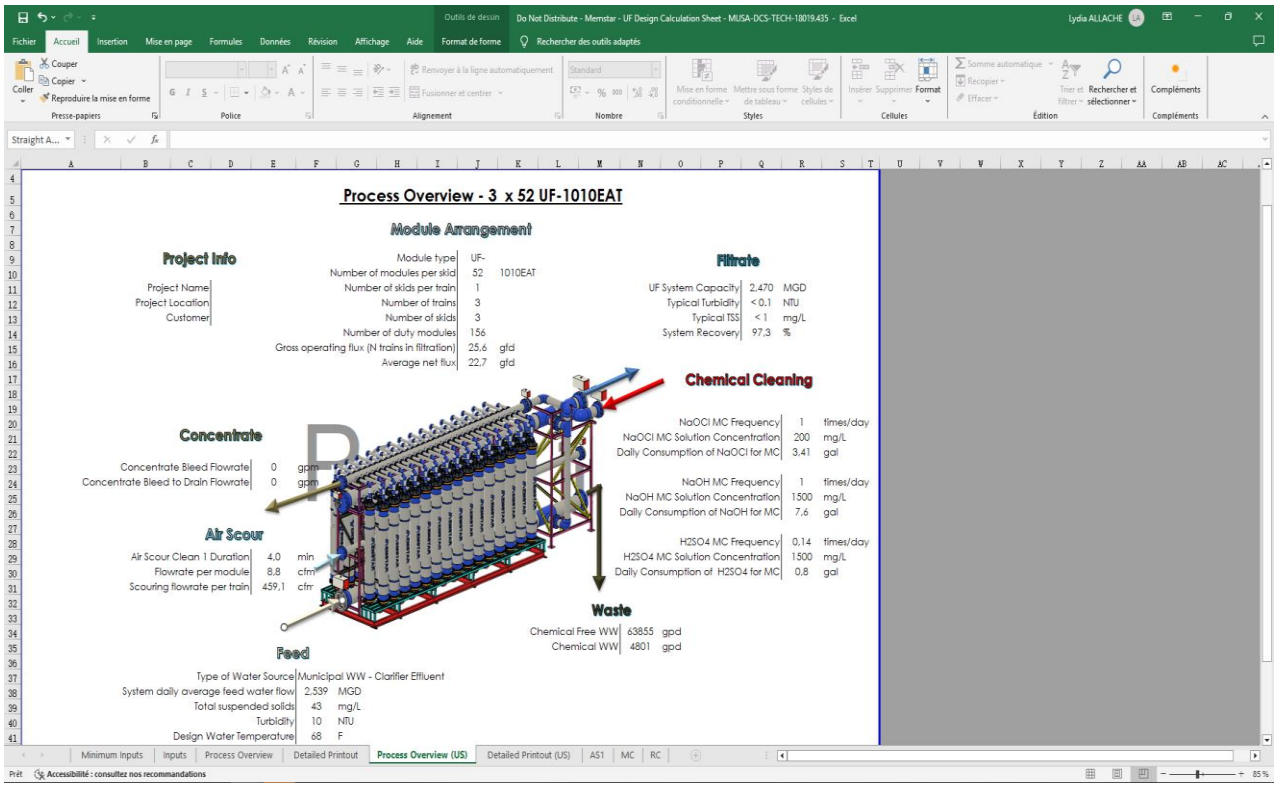
VI.3.3 Simulateur de l'unité UF (simulateur fourni par le fabricant)

Nous avons utilisé en parallèle le simulateur fourni par le fabricant de la membrane UF. Ce simulateur a été alimenté avec les paramètres physico-chimiques de notre eau ainsi que la configuration de l'unité que nous avons proposée suite au dimensionnement hydraulique décrit précédemment (partie 01). Cela nous a permis d'obtenir une simulation de la qualité du filtrat à la sortie de l'unité UF.



2. WATER QUALITY INFORMATION					
Total suspended solids	43	mg/L			
Turbidity	10	NTU		Not Provided - Default Value Used	
Total Organic Carbon (TOC)	10	mg/L		Not Provided - Default Value Used	
BOD_5	6.5	mg/L			
COD	67	mg/L			
Iron	0.002	mg/L as Fe			
Manganese	0.029	mg/L as Mn			
Aluminum	0.05	mg/L as Al			
Total dissolved solids		mg/L			
Calcium	4.06	mg/L as CaCO3			
Alkalinity		mg/L as CaCO3			
Total Hardness		mg/L as CaCO3			
O&G		mg/L			
pH	7.98				
3. MEMBRANE DESIGN PARAMETERS					
Recommended Module Type		1020EAT			
Only Select Module to overwrite recommended type	UF-	1010EAT			
Module Type	UF-	1010EAT			
Fiber Type	3G TIPS PVDF				
Number of modules (required minimum - total)	2040				
Number of Modules Per Skid (Suggested)	214	Based on minimum recommended number of modules			
Number of Skids per Train (Suggested)	6				
Number of Trains per UF System (Suggested)	1				
No of modules per skid- Only enter to overwrite suggested value					
No of skids per train - Only enter to overwrite suggested value					
No of trains per UF system - Only enter to overwrite suggested value					
No of Spare Trains					
Maximum Recommended Design Net Flux	74	$l/m^2/h$	43.8	gfd	
Maximum Recommended Design Op. Flux	74	$l/m^2/h$	43.8	gfd	
Corrected operating flux:	43.2	$l/m^2/h$	25.6	gfd	
SYSTEM DESIGN PARAMETERS				Default	
Downstream connection type	Storage/Break Tank			Storage/Break Tank	
Design Concentrate Bleed Ratio					
Concentrate Bleed to Drain Ratio		Sent to drain			

Figure VI.6 Les paramètres d'entrée du simulateur.



Process Overview - 3 x 52 UF-1010EAT

Module Arrangement

Project Info

Project Name	
Project Location	
Customer	

Module type	UF-	
Number of modules per skid	52	1010EAT
Number of skids per train	1	
Number of trains	3	
Number of skids	3	
Number of duty modules	156	
Gross operating flux (N trains in filtration)	25.6	gfd
Average net flux	22.7	gfd

Filtrate

UF System Capacity	2.470	MGD
Typical Turbidity	< 0.1	NTU
Typical TSS	< 1	mg/L
System Recovery	97.3	%

Chemical Cleaning

NaOCl MC Frequency	1	times/day
NaOCl MC Solution Concentration	200	mg/L
Daily Consumption of NaOCl for MC	3.41	gal
NaOH MC Frequency	1	times/day
NaOH MC Solution Concentration	1500	mg/L
Daily Consumption of NaOH for MC	7.6	gal
H2SO4 MC Frequency	0.14	times/day
H2SO4 MC Solution Concentration	1500	mg/L
Daily Consumption of H2SO4 for MC	0.8	gal

Concentrate

Concentrate Bleed Flowrate	0	gpm
Concentrate Bleed to Drain Flowrate	0	gpm

Air Scour

Air Scour Clean 1 Duration	4.0	min
Flowrate per module	8.8	cfm
Scouring flowrate per train	459.1	cfm

Waste

Chemical Free WW	63855	gpd
Chemical WW	4801	gpd

Feed

Type of Water Source	Municipal WW - Clarifier Effluent	
System daily average feed water flow	2.539	MGD
Total suspended solids	43	mg/L
Turbidity	10	NTU
Design Water Temperature	68	F

Figure VI.7 Les paramètres de l'eau en sortie du simulateur.

Selon les résultats du simulateur, une efficacité de traitement considérable est observée à la sortie de l'UF, se traduisant par une turbidité inférieure à 0,1 (NTU) et un taux de solides en suspension inférieur à 1(mg/l).

- **Résultats et Analyse**

Après avoir examiné les résultats de la qualité de l'eau à la sortie de l'UF, obtenus à la fois par calcul et par le simulateur fourni par le fabricant, nous pouvons affirmer que nous avons résolu avec succès les problématiques liées à la qualité de l'eau à la sortie de la station d'épuration de BARAKI, répondant ainsi pleinement aux normes de réutilisation des eaux en agriculture. Nous avons atteint une élimination totale des paramètres bactériologiques, ainsi qu'une réduction de plus de 90 % des matières en suspension et de la turbidité.

On peut même dire que la qualité de l'eau à la sortie de l'unité UF se rapproche même de celle exigée pour la baignade selon l’agence française nationale de sécurité sanitaire, alimentation environnement travail (anses), avec une turbidité très faible, une concentration en paramètres minéralogiques réduite et l'absence totale de paramètres bactériologiques. Ce qui ne peut qu'être bénéfique pour la recharge artificielle de la nappe.

AVIS de l'Afsset

ANNEXE 1 : Paramètres physico-chimiques et microbiologiques proposés dans le cadre du contrôle sanitaire de l'eau et de l'air des piscines collectives

Paramètres physico-chimiques	Valeur impérative	Valeurs guide
COT ($mg.L^{-1}$)	5*	
Turbidité en sortie de filtre (NFU)	0,3	
Chlore actif ($mg.L^{-1}$)	0,4 - 1,4	0,3 – 0,6 Si les conditions d'hygiène sont respectées
Chlore disponible dans le cas du chlore stabilisé ($mg.L^{-1}$)	2,0 - 4,0	
Chlore combiné ($mg.L^{-1}$)	0,6	
Trichloramine dans l'air ($mg.m^{-3}$)	0,3	
Trihalométanes totaux ($mg.L^{-1}$)	0,1*	0,02
Brome résiduel ($mg.L^{-1}$)	1,0-2,0	
Ozone résiduel entre le point d'injection de l'ozone et le dispositif de désozonation ($mg.L^{-1}$)	0,4	
PHMB ($mg.L^{-1}$)	20,0 - 35,0	
pH	6,9 - 8,2 en fonction du désinfectant utilisé	

*valeur fixée à titre expérimental pendant deux ans qui pourra être revue en fonction de nouvelles données

Paramètres microbiologiques	Valeur impérative	Valeurs guide
Escherichia coli (dans 100 mL)	absence	
Bactéries aérobies revivifiables à 36°C (dans 1 mL)	100	
Entérocoques intestinaux (dans 100 mL)	absence	
Spores de bactéries anaérobies sulfito-réductrices Si résultat positif : recherche de *Cryptosporidium* et *Giardia**	absence*	
Staphylocoques pathogènes sur les 12 derniers mois pour les piscines ouvertes à l'année : - dans 90% des échantillons (UFC/100 mL) - dans 10% des échantillons (UFC/100 mL)	 absence* 30*	
Staphylocoques pathogènes sur les 12 derniers mois pour les piscines saisonnières: - dans 100% des échantillons (UFC/100 mL)	 absence*	
Pseudomonas aeruginosa (dans 100 mL)	absence	

*valeur fixée à titre expérimental pendant deux ans qui pourra être revue en fonction de nouvelles données

VI.4 Conclusion

Après avoir minutieusement examiné les aspects techniques du dimensionnement et après avoir analysé en détail les résultats relatifs à la qualité de l'eau en sortie du traitement par UF, conforme aux normes de réutilisation en agriculture dans le cadre de notre étude, compte tenu de l'absence de directives spécifiques pour la recharge des nappes en Algérie, nous pouvons affirmer que le traitement des eaux usées de la station de Beraki par UF présente une perspective prometteuse. Cette approche garantit une qualité d'eau proche de celle destinée à la baignade et s'avère être une option viable pour la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja, tout en préservant celle-ci contre tout risque potentiel de contamination.

CONCLUSION GENERALE

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire vise à valoriser les eaux usées de la station d'épuration de Baraki en proposant un traitement tertiaire adéquat de ses eaux, permettant ainsi la mise en œuvre d'un projet de recherche national ayant pour but la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja.

Après avoir étudié la géologie, la climatologie, la piézométrie de la Mitidja, tout en explorant de détails techniques de la station d'épuration des eaux usées de Baraki ,ainsi que les analyses de ses eaux à la sortie du traitement, nous avons observé des anomalies dans les paramètres des matières en suspension, avec 43 mg/l pour une norme de réutilisation en agriculture fixée à 30 mg/l, ainsi que des problèmes dans la qualité bactériologique dus au dysfonctionnement du traitement ultraviolet existant dans la station. Ce problème de non-conformité de la qualité de l'eau aux normes de réutilisation pose problème pour la mise en œuvre du projet de recharge artificielle de la nappe à travers les bassins d'infiltration localisés à Tabaynet dans la wilaya de Blida, en valorisant les eaux de la station d'épuration de Baraki pour leurs réutilisation dans l'injection en nappe dans le cadre de ce projet.

Pour répondre à ces problématiques, nous avons proposé un dimensionnement d'un traitement tertiaire utilisant une technologie d'Ultrafiltration. Nous nous somme pencher vers le choix de la membrane UF-1010EAT pour sa capacité à réduire les MES et les paramètres bactériologiques à des taux très bas qui répondent parfaitement aux normes de réutilisation des eaux en irrigation en exploitant la bâche d'eau traitée de la station comme bassin d'alimentation de l'unité d'Ultrafiltration proposée, et cela à travers diverses conduites d'alimentation couplées à des pompes d'alimentation et des filtres autonettoyants (filtres Bernoulli du type BGS 300) pour prévenir le colmatage des membranes.

Après avoir dimensionné l'unité de traitement d'ultrafiltration propose pour la station d'épuration des eaux uses de Baraki .Nous avons exploité les données du fabricant ainsi que le simulateur approprié à la membrane UF-1010EAT. Ce qui nous a permis de conclure que l'utilisation de cette technologie est une solution prometteuse à notre problématique. En effet, elle permet de réduire toutes les paramètres problématiques, notamment les matières en suspension à une valeur inférieure à 2 mg/l et les bactéries à des valeurs quasi nulles, tout en répondant parfaitement aux normes de réutilisation des eaux usées traitées en agriculture. Cela permet ainsi la mise en œuvre du projet de recharge artificielle de la nappe de la Mitidja.

Pour la suite du projet, nous recommandons de mener des travaux d'étude pour le dimensionnement d'une conduite de transfert sur une distance de 24 kilomètres allons de la bâche à eau ultrafiltre qui a été dimensionnée lors de ce mémoire, vers ers les bassins d'infiltration de TABAYNAT dans la wilaya de BLIDA. Ces travaux nécessiteront l'utilisation des levés topographiques de la région, ainsi que le choix et le dimensionnement des conduites et des pompes et des logicielle de simulation des régimes d'écoulement à travers cette conduite à avoir (WaterGems pour régime permanant et HAMMER pour le régime transitoire).

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1]. Mousselmal, A. (2015). La recharge artificielle des nappes (RAN) : Historique, état des lieux et perspectives. [Thèse de doctorat, Université de Tizi Ouzou].

[2]. DJOUDAR, D. (2014). Présentation du milieu physique : situation géographique [Thèse de doctorat, Université de Science et Technologie HOUARI BOUMENDIENE].

[3]. LEULMI, S. (2021).caractérisation de la zone d'étude «LA MITIDJA ». [Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieur D'Agronomie].

[4]. Luis Fernando Delgado Zambrano. (2009). Bioréacteurs à membranes pour le traitement des eaux usées. (Doctorat d'ingénierie). École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[5]. MELLOUT, M. (2021).Epuration des eaux usées [Mémoire de fin d'étude, Ecole Nationale Supérieur D'Hydraulique].

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

La réutilisation des eaux traitées de la station d'épuration de Baraki dans la recharge artificielle de la nappe de la Mitidja à Travers une conduite de transfert.