



Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Master professionnelle en :

Génie de l'eau

Thème :

**Dimensionnement hydraulique de la station de dessalement
d'eau de mer CAP BLANC à Oran**

Réalisé par :

CHERIFI Hicham

Encadré par :

- Dr. HADDAD Samir
- Mr. MAZIGHI Hichem

Enseignant / Institut de technologie
Ingénieur hydraulique / Direction water treatment

Soutenu devant le jury :

- Examineur : Mr. METAICHE Mehdi
- Président : Mr. GHERNAOUT Redhouane

Grade / Entreprise ou Établissement
Grade / Entreprise ou Établissement

REMERCIEMENT

Nous remercions Dieu Tout-Puissant, je remercie ma mère, mes encadrants Mr. HADDAD Samir, et Mr. MAZIGHI Hichem qui nous a aidés avec ses conseils, et nous a donné des suggestions et des critiques pendant la période de formation, je voudrais exprimer ma gratitude à tous ceux qui soutiennent ou aident dans ce travail.

DEDICACE

Je dédie cet humble travail aux ma famille ma mère, mes frères et à mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation

ملخص:

نظرا لنقص المياه ومصادرها في ولاية وهران، ومن أجل حل مشاكل شح المياه الشروبة، تهدف هذه الدراسة إلى التصميم الهيدروليكي لمحطة جديدة لتغطية مياه البحر في منطقة الرأس الأبيض ولاية وهران، وذلك لإنتاج كمية مياه شرب تقدر ب 300000 متر مكعب يوميا باستعمال التناضح العكسي بتدفق خام 753807 متر مكعب في اليوم.

الكلمات المفتاحية: تحلية المياه، المأخذ المائي، حوض التقاط، حوض التوضيح، الترشيح، التناضح العكسي، إعادة تعدين.

Résumé :

En raison de la pénurie d'eau et de ses sources dans la wilaya d'Oran, et dans le but de résoudre les problèmes de pénurie d'eau potable, cette étude vise à faire le dimensionnement hydraulique pour une nouvelle station de dessalement d'eau de mer dans la région de CAP BLANC, wilaya d'Oran, afin de produire une quantité d'eau potable estimée à 300 000 mètres cubes par jour, en utilisant la technique d'osmose inverse avec un débit brut de 753 807 mètres cubes par jour.

Mots clé : Dessalement, la prise d'eau, bassin de captage, la clarification, la filtration, l'osmose inverse, la reminéralisation.

Summary:

Due to the water scarcity and its sources in the wilaya of Oran, and with the aim of addressing the issues of potable water shortage, this study aims to design the hydraulic dimensioning for a new seawater desalination plant in the Cap Blanc area, wilaya of Oran. The objective is to produce an estimated quantity of 300,000 cubic meters of potable water per day using the reverse osmosis technique, with a raw flow rate of 753,807 cubic meters per day.

Keywords: Desalination, water intake, catch basin, clarification basin, filtration, reverse osmosis, remineralization.

Abréviation

CB-G	Coup de bélier graduel
°C	Degré Celsius
DI	Diamètre intérieur
DP	Pertes de pression
DWT	Direction water treatment
E-E	Encadrant de l'Entreprise
GCB	Génie civil et bâtiment
HMT	Hauteur manométrique
hr	Heure
ΔH	Les pertes de charge totales
H_L	Les pertes de charge linéaire
Kg	Kilogramme
LEM	Laboratoire des études maritimes
Lmh	Litre par mètre carré par heure
m	Mètre
m^2	Mètre carré
m/s	Mètre par second
m^3/s	Mètre cube par second
mm Hg	Millimètre de mercure
mm	Millimètre
m^3/h	Mètre cube par heure
min	Minute
mg/l	Milligramme par litre
N	Nord
NTU	Unités de Turbidité Néphélogéométrie
NPSH	Hauteur d'aspiration nette positive
N_s	La vitesse spécifique de la roue
N_{ss}	La vitesse spécifique d'aspiration
$N_{F/V}$	Nombre des filtres par vaisseau
OI	Osmose inverse
Pa.s	Pascal-seconde
PEHD	Polyéthylène Haute Densité
pH	Potentiel hydrogène
PID	Proportionnel Intégral Dérivé
ppm	Parties par million
PRV	Polyester Renforcé de fibres de Verre
PN	Pression nominale
R	Haute rejet
Re	Reynolds
s	Second
s^{-1}	Inverse de seconde
SDI	Indice de Densité de Silt
SKID	Train
SW	L'eau de mer
T_{CH}	Taux de charge hydraulique
TDS	Total des Solides Dissous
W	Ouest
ε	La rugosité absolue
μm	Micromètre

Liste des figures

Figure I.1 : La direction water treatment DWT	2
Figure I.2 : L'implantation géographique de la direction water treatment.....	3
Figure I.3 : L'organigramme du DWT.....	5
Figure II.1: Situation de la zone d'étude sur une image Google Earth.....	7
Figure II.2 : Localisation des stations de prélèvements d'eau et des sédiments	7
Figure II.3 : l'échantillonnage effectué par les techniciens du LEM	8
Figure II.4 : Carte bathymétrique de la zone d'étude et position des profils bathymétriques.....	9
Figure II.5: Profils bathymétriques représentatifs du fond marin	10
Figure III. 1 : Schémas générale pour une SDER	11
Figure III. 2 : Schéma illustratif de la tour d'eau.....	12
Figure III. 3: Schéma explicatif de la prise d'eau et du bassin de captage	12
Figure III. 4 : Les itérations successives.....	15
Figure III. 5: Schéma du dégriller automatique	18
Figure III. 6 : Schéma de dégrillage grossier et fin.....	21
Figure III. 7: Schéma du bassin de stockage.....	21
Figure III. 8: Schéma de la conduite d'aspiration du bassin de stockage	23
Figure III. 9: Schéma des collecteurs	30
Figure III. 10: Profil de coup de bélier	37
Figure III. 11 : Schéma du bassin de clarification.....	38
Figure III. 12 : Lamelles hexagonales	42
Figure III. 13 : Schéma du filtre à sable	42
Figure III. 14 : filtre à cartouche	49
Figure III. 15: Les étapes d'exécution la simulation par le logiciel Q+	50
Figure III. 16: Membrane LG SW 440 R.....	51
Figure III. 17 : Dimensions du produit.....	52
Figure III. 18 : Schéma de l'osmoseur.....	53
Figure III. 19: Trains	53
Figure III. 20: Schéma du bassin calcique.....	55

Liste des tableaux

Tableau II. 1 : Coordonnées des stations de prélèvements d'eau de mer	8
Tableau III. 1 : Les pertes de débit	13
Tableau III. 2 : Le débit entré dans chaque partie de traitement dans la SDEM	13
Tableau III. 3 : Coefficient des pertes singulière.	15
Tableau III. 4 : Dimensionnement de la conduite d'alimentation.....	16
Tableau III. 5 : Dimensions de la section 1 du bassin de captage.....	17
Tableau III. 6 : Dimensions de la section 2 du bassin de captage.....	17
Tableau III. 7 : Critère de dimensionnement du dégrilleur.....	18
Tableau III. 8 : Critère de dimensionnement du dégrilleur (suite).....	19
Tableau III. 9 : Coefficient de forme des barreaux	20
Tableau III. 10 : Les itérations successives	25
Tableau III. 11 : Valeur de k	25
Tableau III. 12 : Dimensionnement les conduites d'aspiration.....	25
Tableau III. 13 : valeurs des coefficients A, B et C du modèle d'Antoine pour l'eau.	26
Tableau III. 14: Les itérations successives	26
Tableau III. 15 : Coefficient de perte de charge singulière K.....	29
Tableau III. 16 : Dimensionnement les conduites de refoulement.....	29
Tableau III. 17: Les itérations successives	31
Tableau III. 18: Coefficient de perte de charge singulière K.....	31
Tableau III. 19 : Dimensionnement le collecteur.....	32
Tableau III. 20 : Calcul du vitesse spécifique.....	33
Tableau III. 21 : valeurs des coefficients A, B et C du modèle d'Antoine pour l'eau.	34
Tableau III. 22: Les caractéristiques de la pompe à acheter	35
Tableau III. 23: Le profil des collecteurs.....	37
Tableau III. 24 : Dimensionnement le bassin de coagulation	37
Tableau III. 25 : Dimensionnement le bassin de floculation	40
Tableau III. 26 : Dimensionnement le bassin de décantation	41
Tableau III. 27 : Critère de dimensionnement du filtre à sable.....	43
Tableau III. 28: : Critère de dimensionnement du filtre à sable.....	43
Tableau III. 29 : Dimensionnement du filtre à sable	44
Tableau III. 30 : dimensionnement le réservoir intermédiaire.....	45
Tableau III. 31 : Les itérations successives	46
Tableau III. 32 : Dimensionnement la conduite d'aspiration.....	47
Tableau III. 33 : Dimensionnement Conduites de refoulement	48

Tableau III. 34 : Critère du dimensionnement de filtre à cartouche	48
Tableau III. 35 : Dimensionnement le filtre à cartouche	49
Tableau III. 36 : Spécifications du produit	51
Tableau III. 37 : Conditions de test	51
Tableau III. 38 : Spécifications de fonctionnement.....	51
Tableau III. 39 : Dimensions du produit	52
Tableau III. 40: Paramètres introduire à logiciel.....	53
Tableau III. 41 : Paramètres de l'unité d'osmose inverse.....	54
Tableau III. 42 : Analyses de l'eau dessalé.....	54
Tableau III. 43 : Dimensionnement le bassin de reminéralisation	55
Tableau III. 44 : Dimensionnement le bassin de reminéralisation (suite)	56
Tableau III. 45 : Dimensions du réservoir tampon.....	56

Sommaire

Résumé	I
Abréviation.....	II
Liste des figures.....	III
Liste des tableaux	IV
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Présentation de l'entreprise

Introduction.....	2
I.1. L'implantation géographique	2
I.2. Missions	3
I.3. Objectifs.....	4
I.4. Organigramme.....	5
Conclusion	5

Chapitre II : Présentation la zone d'étude

Introduction.....	6
II.1. Présentation le site de projet.....	6
II.2. Localisation des stations de prélèvements	7
II.3. Le fond marin	8
Conclusion	10

Chapitre III : Dimensionnement la station de dessalement CAP

BLANC

Introduction.....	11
III.1. Description du projet.....	11
III.2. La prise d'eau.....	12
III.2.1. Estimation la capacité.....	12
III.2.2. Calcul le diamètre de la tour de prise	13

III.2.3.	Calcul le diamètre de la conduite	14
III.2.3.1.	Calcul les pertes de charge dans la conduite	15
III.2.4.	Bassin de captage	16
III.2.5.	Le dégrillage.....	17
III.2.5.1.	Dimensionnement des dégrilleurs.....	18
III.2.5.2.	Calcul des pertes de charges.....	20
III.2.6.	Le bassin de stockage	21
III.2.7.	Choix des pompes.....	22
III.3.	La clarification	38
III.3.1.	Calcul du bassin de coagulation	38
III.3.2.	Calcul du bassin de floculation	39
III.3.3.	Calcul du bassin de décantation	40
III.3.4.	Filtre à sable	42
III.3.4.1.	Calcul du bassin de filtre à sable	42
III.3.5.	Le pompage intermédiaire	44
III.3.5.1.	Calcul du réservoir intermédiaire	44
III.3.5.2.	Conduites d'aspiration	45
III.3.5.3.	Conduites de refoulement.....	47
Tableau III. 33 :	Dimensionnement Conduites de refoulement	48
III.3.6.	Dimensionnement le filtre à cartouche	48
III.3.6.1.	Nombre des filtres nécessaires	48
III.3.6.2.	Nombre des filtres par vaisseau.....	48
III.3.7.	Simulation membranaire.....	49
III.3.7.1.	Logiciel Q ⁺ Projection Software.....	49
III.3.7.2.	Description de membrane LG Chem SW 440 R	50
III.4.	Le bassin du reminéralisation	54
III.5.	Le réservoir tampon	56
III.5.1.	Calcul le volume de réservoir.....	56

Conclusion	57
Conclusion générale	58
Bibliographie	

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est essentielle pour la vie et le développement économique, mais l'accès à l'eau potable est limité dans de nombreuses régions en raison de la rareté des ressources en eau douce. Cette situation est aggravée par la croissance démographique, l'urbanisation rapide et les changements climatiques qui augmentent la demande en eau. Des solutions innovantes et durables sont nécessaires pour garantir un approvisionnement suffisant en eau potable.

Le dessalement de l'eau de mer représente une solution prometteuse pour répondre aux besoins en eau dans les régions côtières où les ressources en eau douce sont insuffisantes. Parmi les différentes techniques de dessalement, l'osmose inverse se distingue par son efficacité et son large usage. Ce procédé consiste à faire passer l'eau de mer à travers une membrane semi-perméable qui retient les sels et autres impuretés, permettant ainsi de produire de l'eau douce de haute qualité.

La ville d'Oran, en Algérie, fait face à une demande croissante en eau potable. Pour y répondre, le projet de construction de la station de dessalement CAP BLANC a été lancé. Cette station, capable de produire 300 000 m³/jour, utilisera la technologie de l'osmose inverse pour renforcer l'approvisionnement en eau potable de la région.

Dans ce contexte, le dimensionnement de cette station de dessalement est essentiel pour assurer son efficacité et sa durabilité. L'étude de dimensionnement doit considérer des paramètres techniques, environnementaux, économiques et sociales. Afin de mener ce travail, le chapitre dimensionnement la station du dessalement Cap Blanc est inclus.

Chapitre I : Présentation de l'entreprise

Introduction

La société nationale de génie civil et bâtiment par abréviation GCB est une société issue de restructuration de Sonatrach créée le 1er Aout 1981 par décret présidentiel N° 81-173. Érigée en société par actions depuis Juillet 1998 avec un capital social de 25 000 000 000 DA.

La Direction Water Treatment fait partie de la société nationale de génie civil et bâtiment. Elle a été créée dans le but de garantir l'ingénierie, procurment et la réalisation des stations de traitement des eaux.



Figure I. 1: La direction water treatment DWT

I.1 L'implantation géographique

En raison de l'importance des missions que remplit la direction, son emplacement a été soigneusement choisi à 16 kilomètres de la capitale et à quelques kilomètres de l'aéroport, assurant ainsi une facilité d'accès et une rapidité de réponse. La direction se trouve aux coordonnées géographiques 36°42'49.25" N et 3°13'30.13" E.



Figure I. 2: L'implantation géographique de la direction water treatment

I.2 Missions

La direction de traitement des eaux a pour mission principale, de prendre en charge la gestion et le management des contrats liés au traitement des eaux avec ses différents aspects « eaux de process, eau potable, dessalement, déminéralisation et rejet liquide » et pour répondre à ce principe elle doit accomplir les tâches suivantes :

- Devenir l'interlocuteur Directe avec le maitre d'ouvrage pour les projets de traitement des eaux ;
- Etablissement des cahiers des charges avec préparation des descriptifs techniques, permettant l'engagement du fournisseur équipements ;

- Evaluation et vérification de conformité des offres techniques des soumissionnaires ;
- Sélectionner des fournisseurs, sous-traitants, prestataires à prendre en charge la proposition des solutions fiables avec la fourniture des équipements ;
- Etudier les scénarios « Process » préconisés par les technologues pour les projets de station des dessalement, déminéralisation, traitement d'eau et épuration, avec comme objectif l'intégration globale du volet ;
- Traitement et vérification de conformité des Documents de Process (Note de calcul, PID, Profil Hydraulique ...), des plans guides et fiches techniques des équipements ;
- Etude des documents techniques, liés aux équipements proposés ;
- Inspection des Equipements ;
- Assurer le suivi procura avec le déroulement du processus d'acquisition des équipements ;
- Assurer le suivi de la construction et le respect à la planification des projets liés au traitement des eaux ;
- Suivi des essais de mise en service pour les stations liées au traitement des eaux ;
- Préparation et engagement du personnel exploitation ;
- Gestion de la période exploitation des stations avec détermination des procédures à suivre ;
- Mettre en place un dispositif adéquat, permettant d'assurer l'intégration totale du savoir-faire dans le domaine et devenir autonome pour la proposition des solutions fiables aux projets liés au traitement des eaux et le procurèrent des équipements.

I.3 Objectifs

Avec le développement continu au sein de l'entreprise, GCB a projeté à la création d'une direction traitement des eaux qui sera chargée du management des projets liés, en s'appuyant directement sur la compétence Nationale. Et pour évoluer dans le domaine, GCB vise les objectifs suivants :

- Acquisition du savoir-faire du process conception et devenir autonome pour la proposition des solutions fiables dans le domaine traitement des eaux ;
- Devenir autonome à la proposition des équipements nécessaires au fonctionnement des stations liées traitement des eaux ;
- Possession du savoir-faire en matière exploitation des stations liées au traitement des eaux ;
- Maitrise des logiciels de dimensionnement stations traitement des eaux ;
- Enrichir la banque de données traitement des eaux ;
- Maitrise du fonctionnement des équipements de traitement des eaux.

I.4 Organigramme

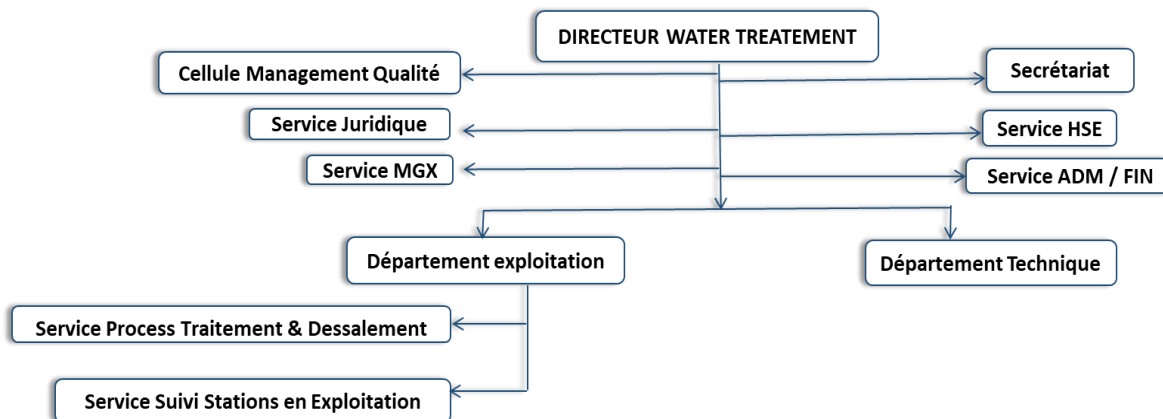


Figure I. 3: L'organigramme du DWT

Conclusion

La direction water treatment joue un rôle crucial dans la gestion des projets de traitement des eaux, avec des missions allant de la gestion des contrats à l'inspection des équipements, cette direction vise à garantir des solutions fiables et autonomes pour le traitement des eaux en Algérie. Ses objectifs stratégiques, notamment l'acquisition de savoir-faire en conception de processus, la proposition d'équipements adaptés et la maîtrise des logiciels de dimensionnement. En s'appuyant sur des compétences nationales et en enrichissant continuellement sa base de données technique, la société nationale de génie civil et bâtiment GCB, à travers la direction water treatment, est bien placée pour répondre aux défis actuels et futurs du traitement des eaux.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Introduction

L'étude de la zone d'un projet avant son lancement est cruciale pour plusieurs raisons. Elle permet d'évaluer la faisabilité du projet en fonction des caractéristiques géographiques, environnementales et techniques de la zone. Dans ce contexte la DWT a fait un contrat avec le laboratoire des études maritimes LEM pour la réalisation générale relatives au projet de réalisation de la SDEM de CAP BLANC (300 000 m³ /j) dans la wilaya d'Oran.

II.1 Présentation le site de projet

Le site d'étude où sera implantée la future station de dessalement d'eau de mer (SDEM) de Cap Blanc de 300 000 m³/j, se situe dans la région Ouest de la côte Algérienne, dans la Wilaya d'Oran, Daira Boutlélis, Commune d'Ain El Kerma. La commune d'Ain El Kerma, est la commune côtière la plus à l'Ouest de la Wilaya d'Oran et qui est limitrophe à la commune côtière de Bouzedjar faisant partie de la Wilaya d'Ain T'émouchent. La localisation géographique du site d'étude est aux coordonnées suivantes :

- Latitude 35° 41' 9.98'' N ;
- Longitude 0° 58' 55.45'' W.

Le littoral où se situe la zone d'étude est composé d'une succession de anses et de petites criques alternantes entre l'aspect meuble du littoral (petite plage) et une morphologie fixe (Falaise), l'emplacement du projet se situe sur une falaise côtière d'une trentaine de mètre de hauteur qui se prolonge dans la mer.



Figure II. 1 : Situation de la zone d'étude sur une image Google Earth

II.2 Localisation des stations de prélèvements

La campagne de prélèvement d'eau et de sédiments marins pour analyses chimiques et biologiques au laboratoire a été effectuée durant le mois de Juillet, au niveau de six (06) stations réparties entre les isobathes -12m et – 22m (Figure II. 2).

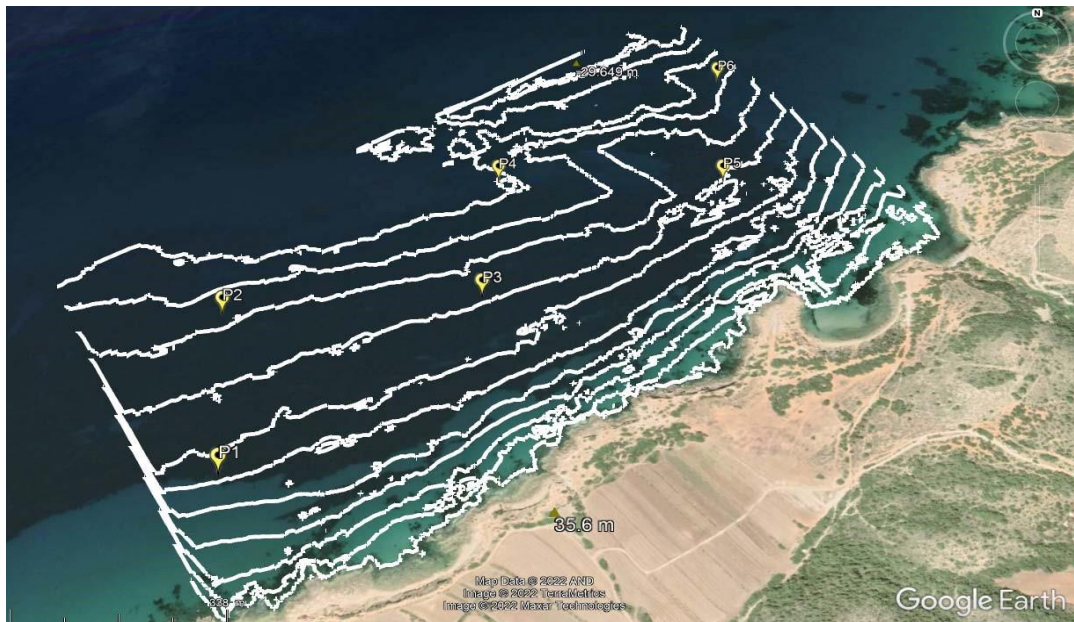


Figure II. 2 : Localisation des stations de prélèvements d'eau et des sédiments

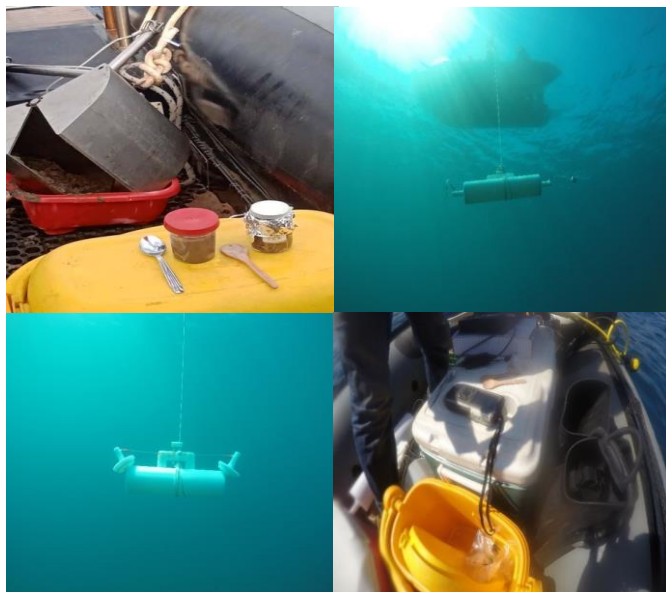


Figure II. 3: l'échantillonnage effectué par les techniciens du LEM

Les prélèvements d'échantillons d'eau ont été effectués sur les différentes strates de la colonne d'eau (surface, intermédiaire et fond), à l'aide de la bouteille Niskin, tandis que les échantillons de sédiments ont été prélevés à l'aide la benne Van Veen (Figure II. 3), selon les coordonnées présentées sur le (Tableau II. 1).

Tableau II. 1 : Coordonnées des stations de prélèvements d'eau de mer

PT	Zone	Hémisphère	Easting	Northing
P 1	30	N	681907.00	3951011.00
P 2	30	N	681845.00	3951358.00
P 3	30	N	682339.00	3951412.00
P 4	30	N	682358.00	3951727.00
P 5	30	N	682832.00	3951738.00
P 6	30	N	682847.00	3952059.00

II.3 Le fond marin

L'analyse de la carte bathymétrique révèle un fond marin régulier avec des isobathes parallèles à la cote et serrées de 0 à 10 m de profondeur puis s'élargissent en allant vers le large traduisant ainsi un adoucissement de la pente des fonds marins (Figure II. 4).

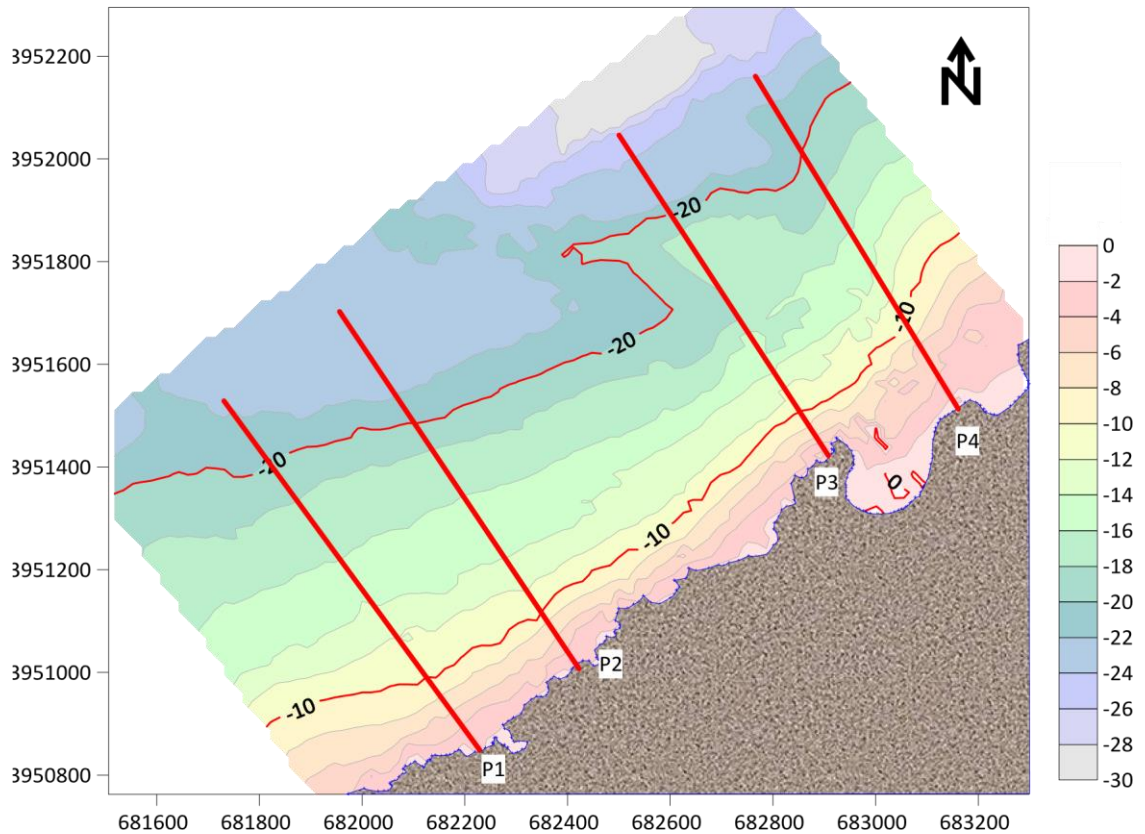


Figure II. 4 : Carte bathymétrique de la zone d'étude et position des profils bathymétriques

Les profils représentatifs établis et analysés montrent des fonds marins avec une pente qui varie de 4 à 6 % de la cote à 10 m de profondeur, notamment au niveau des profils 1 et 2 occupants la partie Ouest du site. Au-delà des 10 m et jusqu'à environ 20m de profondeur, la pente des fonds s'adoucit pour atteindre les 2%.

Pour la partie Est ou sont positionnés le profil 3 et le profil 4, la pente des fonds marins varie entre 3 et 8 % avec présence de barres d'avant côte et replats (profil 3).

Quant au profil 4, le fond marin montre une pente de l'ordre de 3% avec présence de barres d'avant cote entre - 4 et - 8m de profondeur

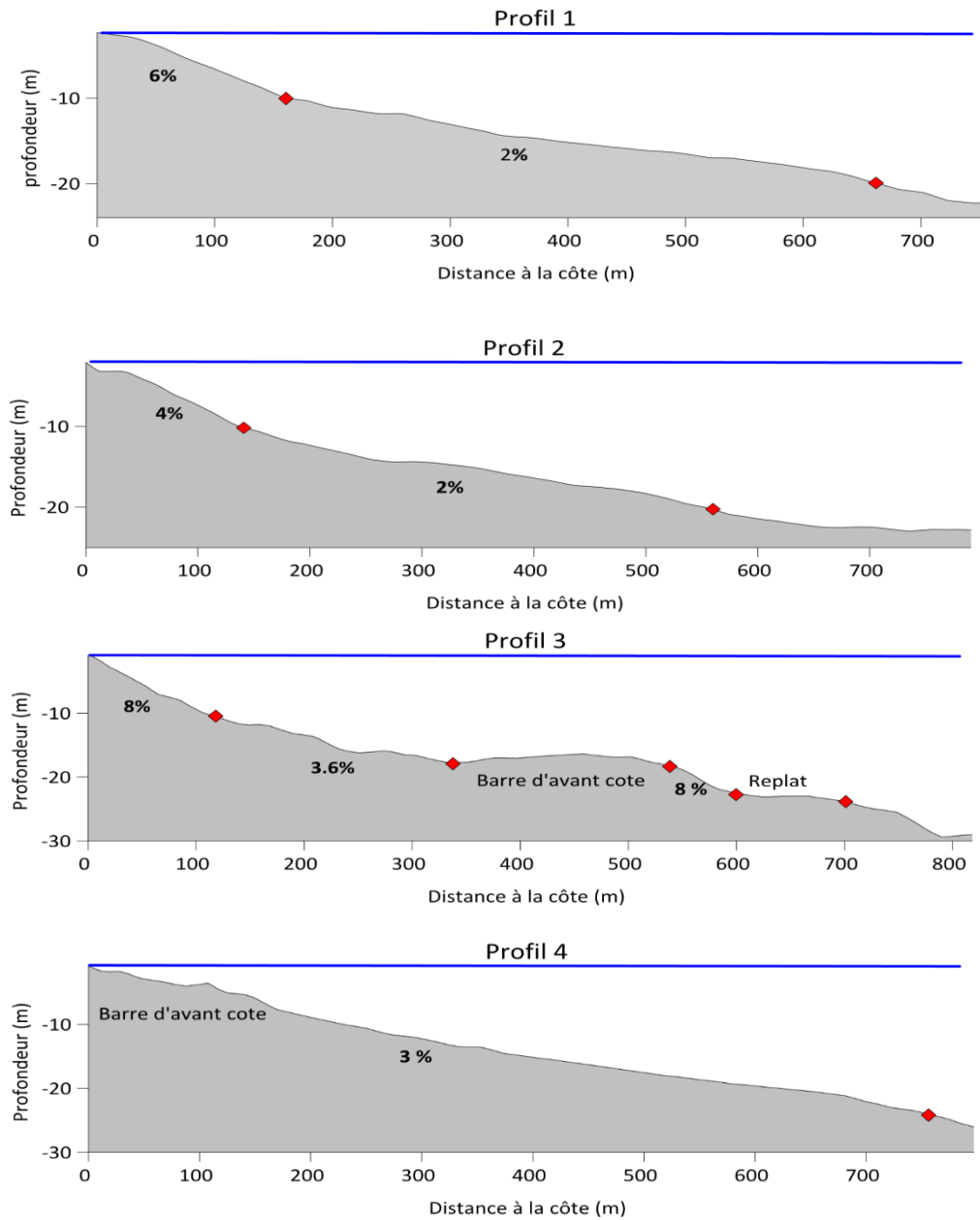


Figure II. 5: Profils bathymétriques représentatifs du fond marin

Conclusion

La description de la zone d'étude est un paramètre essentiel dans ce type d'étude. Par conséquent, on a présenté la région du Cap Blanc d'après les paramètres obtenus par la DWT.

**Chapitre III : Dimensionnement hydraulique
de la station du dessalement CAP BLANC**

Introduction

Dans ce chapitre, on va voir les différentes étapes, les critères et les calculs nécessaires à l'étude et au dimensionnement d'une station de dessalement par osmose inverse pour fournir une compréhension détaillée des outils et des techniques nécessaires pour concevoir une station de dessalement efficace et performante.

III.1. Description du projet

Ce projet vise à étudier et construire une nouvelle station de dessalement des eaux de mer par l'osmose inverse à Cap Blanc wilaya d'Oran, pour produire 300000 mètres cubes par jour de perméat. Cette station est composée de six phases de production, sont :

1. La prise d'eau ;
2. Le bassin de captage :
 - Bassin de tranquillisation ;
 - Dégrillage ;
 - Pompage.
3. La clarification :
 - Coagulation ;
 - Floculation ;
 - Décantation ;
4. Filtre à sable.
5. L'unité d'osmose inverse ;
6. La reminéralisation ;
7. Réservoir tampon.

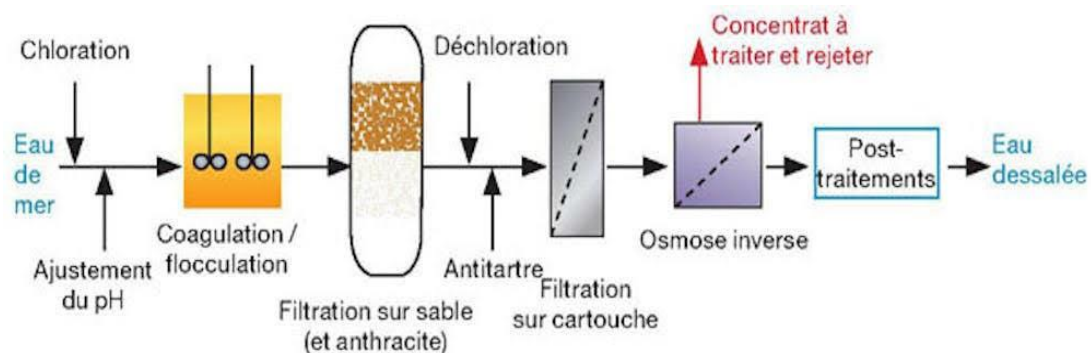


Figure III. 1 : Schéma générale pour une SDER

III.2. La prise d'eau

Pour la prise d'eau, on va utiliser une tour d'eau située au-dessous de la cote d'eau avec un profondeur de 23m et de 630 de distance.

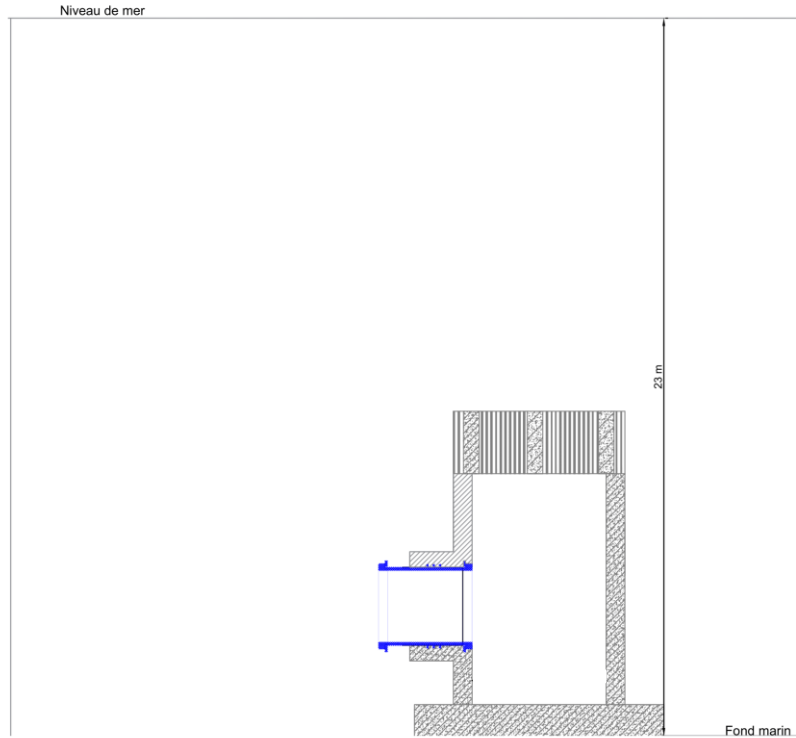


Figure III. 2 : Schéma illustratif de la tour d'eau



Figure III. 3: Schéma explicatif de la prise d'eau et du bassin de captage (Geurrero, 2019)

III.2.1. Estimation de la capacité

Dans chaque phase on trouve des pertes de débit, on le résumer dans le tableau suivant :

Tableau III. 1 : Les pertes de débit (recommandé par l'entreprise)

Dégrilleur	0,50%
Floculation-coagulation-décantation	5%
Filtre à sable	3%
Osmose inverse	Perméat 45%
	Saumure 55%
Reminéralisation (lit calcique)	3%
Consommation local	1%

Tableau III. 2 : Le débit entré dans chaque partie de traitement dans la SDEM

Débit à produire(m ³ /j)	3000000	300000
Consommation local (m ³ /j)	300000*1,01	303000
Reminéralisation (Lit calcique) (m ³ /j)	303000*1,03	312090
OI (m ³ /j)	312090/0,45	693533
Filtre à sable (m ³ /j)	693533*1,03	714339
Floculation-coagulation-décantation (m ³ /j)	714339*1,05	750056
Dégrilleur fin (m ³ /j)	7538056*1,005	753807
Débit brut(m ³ /j)	753807	
Débit brut (m ³ /s)	8,725	

III.2.2. Calcul le diamètre de la tour de prise

Le débit brut est 8,725 m³/s, la vitesse d'entrée est 0.4m/s (Selon E-E ; E : Encadrant, E : Entreprise), donc la surface sera :

$$A = \frac{Q}{v} \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

- Q : le débit brut en m³/s ;
- v : la vitesse d'entrée en m/s

$$A = \frac{8,725}{0,4} = 22m^2$$

En tenant compte du fait que la surface totale du cylindre d'admission est :

$$A = 2\pi r h \quad (\text{III.2})$$

$$r = \frac{A}{2\pi h} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- A : la surface de la tête de la tour m^2 ;
- h : la hauteur de la tête de la tour en (m), généralement est égale 2m (selon l'entreprise).

Donc :

$$r = \frac{22}{2\pi \cdot 2} = 1,672\text{m}$$

Mais, on doit ajouter le périmètre des poteaux qui support la dalles de la tour, on a 6 poteaux avec 0.5m de périmètre (Selon E-E ; E : Encadrant, E : Entreprise)

Donc le périmètre de la tour est :

$$P = 2\pi \cdot 1,672 + (0,5 * 6) = 13,5\text{m}$$

On recalcule le rayon de la tour :

$$r = \frac{P}{2\pi} = \frac{13,5}{2\pi} = 2,15\text{m}$$

Alors le diamètre est 4,3m.

III.2.3. Calcul le diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{24 * 3600 * v * \pi}} \quad (\text{III. 4})$$

Avec :

- Q : le débit brut m^3/s ;
- v : la vitesse dans la conduite entre 1,5 à 2m/s ; (selon E-E on prend 1,5 m/s).

$$D = \sqrt{\frac{4 * 753807}{24 * 3600 * 1,5 * \pi}} = 2,7 \text{ m}$$

Donc le diamètre intérieur est 2,7m, avec une épaisseur de 100mm le diamètre extérieur sera 2,9m, le matériau de la conduite est PEHD, avec une pression nominale de 16bars

III.2.3.1. Calcul les pertes de charge dans la conduite

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III. 5})$$

Coefficient des pertes linéaire H_L

Calcul de lambda : on utilise la méthode de point fixe afin de calculer le coefficient λ , soit le processus itératif du pont fixe suivant :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{k+1}}} = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda_k}} \right] \quad (\text{III. 6})$$

Avec : $\lambda_1 = 1$

On mit $x = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \Rightarrow x_{k+1} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re}} * x \right], x_1=1$

Figure III. 4 : Les itérations successives

x1	1
x2	7,40144401493
x3	7,38445183397
x4	7,38449650133
x5	7,38449638391
x6	7,38449638422
x7	7,38449638422
x8	7,38449638422
x9	7,38449638422

D'après les calculs, le processus de la méthode du point fixe converge dès la 6^{ième} itération vers la valeur $x=7,38449638422$, donc le coefficient $\lambda = \frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{7,38449638422^2} = 0,018$$

Coefficient des pertes singulière

Le tableau suivant montre les accessoires caractérisent la conduite :

Tableau III. 3 : Coefficient des pertes singulière (recommandés par le fabricant).

Sortie	1	1	1
Trou d'homme (Té)	0,25	3	0,75
Entrée	0,5	1	0,5
Coude 30	0,2	1	0,2
La somme de K	2,45		

Tableau III. 4 : Dimensionnement de la conduite d'alimentation

Débit (m ³ /s)	8,725
Vitesse (m/s)	1,5
ID (m)	2,7
Épaisseur (m)	0,1
Rugosité (mm)	0,002
Longueur (m)	630
Re (-)	4083042,424
Coefficient de perte linéaire (-)	4,244
Coefficient de perte singulière (-)	2,45
ΔH (m)	0,8

III.2.4. Bassin de captage

Le bassin de captage est le deuxième ouvrage après de la tour de prise, il est composé de trois partie :

- Le bassin de tranquillisation avec 10 m de longueur (selon E-E);
- Le bassin de dégrillage ;
- Le bassin de stockage.

Dans ce projet, il sera réalisé en une partie rectangulaire et une partie trapézoïdale. La partie rectangulaire correspond au bassin de tranquillisation et à la section de dégrillage, elles sont séparées par des vanne murales. La largeur de cette section dépend de la largeur de la section de dégrillage. Les dimensions des dégrilleurs sont prises en compte, en laissant un espace adéquat pour l'installation et la maintenance. La deuxième section tient compte des dimensions des pompes, en laissant une distance de sécurité entre elles et un espace approprié pour l'installation et la maintenance.

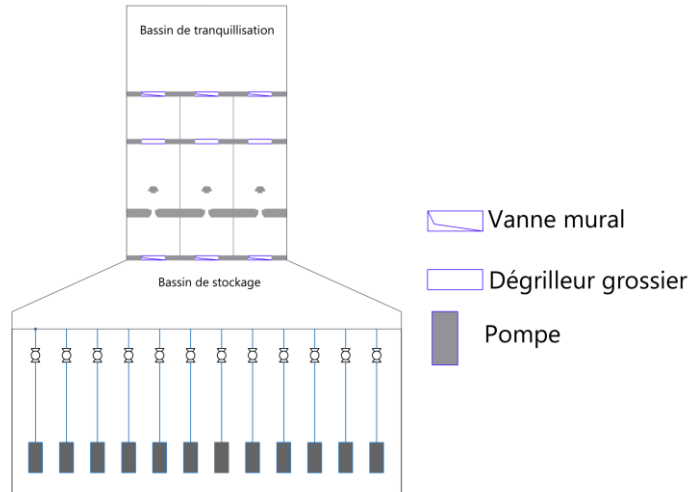


Figure III.5. : Bassin de captage

Les tableaux suivants résument les dimensions du bassin de captage :

Tableau III. 5 : Dimensions de la section 1 du bassin de captage

	Section 1	
	Bassin de tranquillisation	Bassin de dégrillage
Longueur (m)	10	10
Largeur (m)	18.6	18.6
Profondeur (m)	10	10

Tableau III. 6 : Dimensions de la section 2 du bassin de captage

	Section 2
	Bassin du stockage
Grande base (m)	45,5
Petite base	18,6
Profondeur (m)	10
Distance entre deux base (m)	8

III.2.5. *Le dégrillage*

En raison de la disponibilité des matériels et de l'espace, nous allons répartir le débit sur trois (3) dégrilleurs afin d'assurer un bon captage des gros déchets.

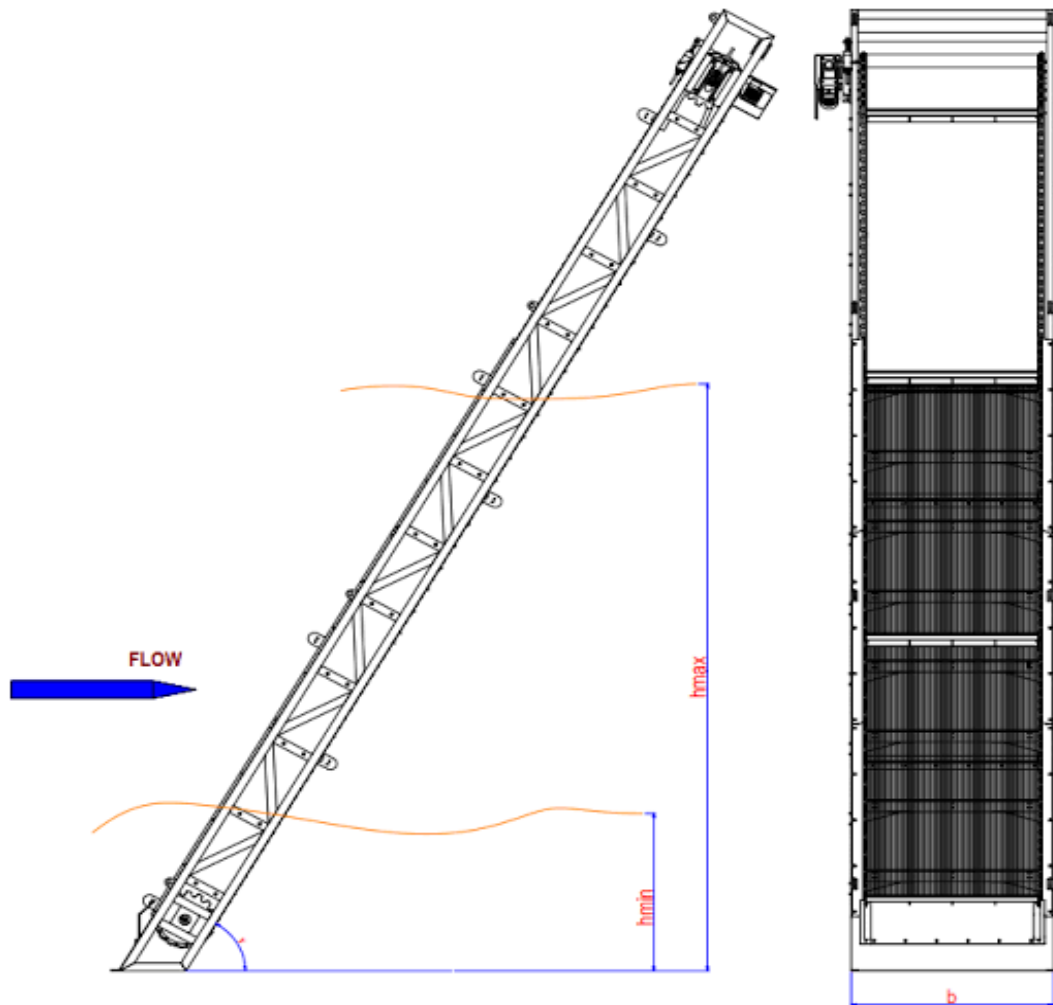


Figure III. 5: Schéma du dégrilleur automatique

III.2.5.1. Dimensionnement des dégrilleurs

Tableau III. 7 : Critère de dimensionnement du dégrilleur (Mokhtar & AZZOUZ, 2019)

Paramètres	Intervalle	Valeur choisi
V m/s	[0,6– 0,9]	0,7
Espacement entre les barreaux mm	[(Grossier : 30 – 100)	Grossier : 50
	(Fin : <10)]	Fin : 10
Pente α	60°–90°	85

Tableau III. 8 : Critère de dimensionnement du dégrilleur (suite)

L'épaisseur (mm)	[(Grossier : 10 – 50)	Grossier : 20
	(Fin :8-10)]	Fin : 10
Coefficient de colmatage	Manuelle : 0,1-0,3	0,5
	Automatique : 0,4-0,5	

Calcul du dégrilleur grossier**La surface**

$$A = Q/v \quad \text{(III. 7)}$$

Avec :

- Q : le débit entrant dans chaque dégrilleur m³/s ;
- v : la vitesse de passage m/s.

$$A = \frac{8,725}{3 * 0,7}$$

$$A = 4,155 \text{ m}^2$$

La largeur du dégrilleur grossier b

$$b = \frac{S * \sin\alpha}{H_{\max} * (1 - \beta) * \partial} \quad \text{(III. 8)}$$

Avec :

- S : la surface du dégrilleur ;
- α : l'angle des grilles ;
- β : coefficient de colmatage de la grille : $\beta = \frac{E}{e+E} = \frac{50}{20+50} = 0,71$;
- ∂ : la fraction de surface occupée par les barreaux ;
- H_{\max} : la hauteur maximale admissible sur un grille égale 10m (selon E-E);

$$b = \frac{4,155 * \sin 85}{10 * (1 - 0,71) * 0,5}$$

$$b = 2.8\text{m}$$

Calcul du dégrilleur fin

$$\beta: \text{coefficient de colmatage de la grille} : \beta = \frac{E}{e+E} = \frac{10}{10+10} = 0.5$$

La surface

$$A = \frac{8,725}{3 * 0,7}$$

$$A = 4,155 \text{ m}^2$$

La largeur du dégrilleur fin

$$b = \frac{4,155 * \sin 85}{10 * (1 - 0,5) * 0,5}$$

$$b = 1,7\text{m}$$

III.2.5.2. Calcul des pertes de charges

$$\Delta H = \delta * \left(\frac{E}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{v^2}{2g} * \sin \alpha \quad \text{(III. 9)}$$

Avec :

- δ : Le coefficient de forme des barreaux.

Tableau III. 9 : Coefficient de forme des barreaux

Section rectangulaire	2,42 m ²
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont	1,83 m ²
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67 m ²
Section circulaire	1,79 m ²
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,765 m ²

Les pertes de charges pour le dégrilleur grossier

$$\Delta H = 2,42 * \left(\frac{50}{20}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{0,7^2}{2g} * \sin 85 = 0,2\text{m}$$

Les pertes de charges pour le dégrilleur fin

$$\Delta H = 1,67 * \left(\frac{10}{10}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{0,7^2}{2g} * \sin 85 = 0,04\text{m}$$

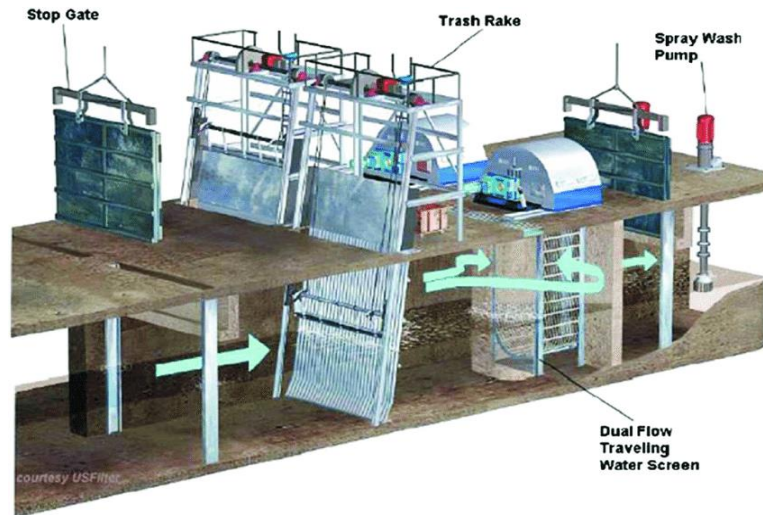


Figure III. 6 : Schéma de dégrillage grossier et fin (Thomas & Robert , 2017)

III.2.6. Le bassin de stockage

Le bassin de stockage pour stocker l'eau qui passe à travers les dégrilleurs, afin de la refouler par des pompes derrière un voile comme il est montré dans la figure suivante.

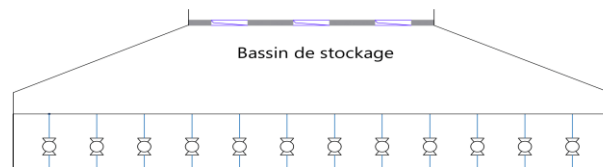


Figure III. 7: Schéma du bassin de stockage

Calcul du volume

$$V = Q * T \quad (\text{III. 10})$$

Avec :

- Q: Débit brut en m^3/min ;
- Ts : temps de séjour en min (selon E-E, Ts =5min).

$$V = \frac{753807}{24 * 60} * 5 = 2617 m^3$$

La surface

On sait que :

$$V = A * H \Rightarrow A = \frac{V}{H}$$

Avec :

- A : la surface du bassin en m² ;
- H : profondeur de bassin 10m.

$$A = \frac{2617}{10}$$

$$A = 261,7m^2$$

Détermination de la distance entre deux bases

On connaît que :

$$A = \left(\frac{B + b}{2} \right) * d \Rightarrow d = \frac{2 * A}{B + b}$$

Avec :

- B : Grande base (m) ;
- b : petite base (m) ;
- d : Distance entre deux base (m).

$$d = \frac{2 * 261,7}{18,6 + 45,5} = 8m$$

III.2.7. Choix des pompes (Selon l'encadrant de l'entreprise E-E)

Généralement, le nombre de pompes nécessaires est déterminé en fonction du nombre de trains (SKIDS) d'osmose inverse, tout en tenant compte de l'espace disponible. Dans ce projet, le débit a été réparti sur 12 pompes de 3 mètres de longueur et 1,5 mètre de largeur (selon E-E), pour refouler l'eau d'une profondeur de -10m jusqu'à hauteur de 35,6m.

Remarque de l'Encadrant IT

Dans le Domaine des pompes, il est connu :

- Que plus la pompe est grosse plus le rendement global est grand ;
- Que plus la pompe est grosse plus la période de maintenance sera large ;

- Que plus la pompe est grosse plus l'espace nécessaire à l'installation sera réduit ;
- On ne trouve pas les pompes de secours !

D'un point de vue hydraulique et économique, on pense que le choix de 12 pompes est injustifié.

Calcul de débit

$$q = \frac{Q_{BRUT}}{\text{Nombre de pompes}} \quad (\text{III. 11})$$

Où :

- Q_{BRUT} : le débit total 8,725 m³/s ;
- q : le débit refoulé par chaque pompe en m³/s.

$$q = \frac{8,725}{12} = 0,727 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conduites d'aspiration

Pour les pompes situées à 9m de distance, on suppose que la vitesse d'aspiration est 0,8m/s.

Remarque de l'Encadrant II

La vitesse d'aspiration est exclusivement dictée et calculée de telle manière à avoir le minimum de pertes de charges totales à l'aspiration. Pour information, le risque de cavitation des pompes, au niveau de l'aspiration augmente avec les fortes valeurs de pertes de charge, i.e., avec les grandes vitesses.

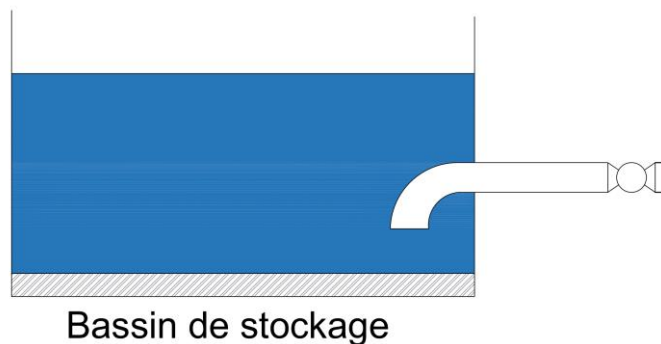


Figure III. 8: Schéma de la conduite d'aspiration du bassin de stockage

Calcul du diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{3,14 * v}} \quad \text{(III. 12)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,727}{3,14 * 0,8}} = 1,07\text{m}$$

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

Calcul la vitesse d'écoulement

$$v = \frac{4 * Q}{3,14 * D_n^2}$$

$$v = \frac{4 * 0,727}{3,14 * 1^2}$$

$$v = 0,92 \text{ m/s}$$

Calcul les pertes de charge

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g}$$

- Coefficient de perte de charge linéaire λ

On utilise la formule de COLEBROOK pour déterminer Lambda λ .

$$\lambda = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right]$$

Tel que : λ le coefficient de perte de charge linéaire ; ε la rugosité absolue de la conduite (PRV) ; D le diamètre intérieur de la conduite ; Re nombre de Reynolds.

Tout d'abord on calcule le nombre de Reynolds :

Tels que :

$$Re = \frac{vD}{\vartheta} \quad \text{(III. 13)}$$

- v : la vitesse d'écoulement m/s ;
- ϑ : la viscosité cinématique $10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$.

$$Re = \frac{0,9 * 1}{10^{-6}} = 926180$$

Puis, avec la méthode de point fixe on calcule le coefficient λ , soit le processus itératif

du pont fixe suivant :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{k+1}}} = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda_k}} \right], \lambda_1 = 1$$

On mit

$$x = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \Rightarrow x_{k+1} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re} * x \right], x_1=1$$

Tableau III. 10 : Les itérations successives

x1	1
x2	5,800196503138
x3	5,791265190845
x4	5,791281723582
x5	5,791281692978
x6	5,791281693035
x7	5,791281693034
x8	5,791281693034
x9	5,791281693034

D'après les calculs, le processus de la méthode du point fixe converge dès la 6^{ème} itération vers la valeur $x=5,791281693034$, donc le coefficient $\lambda = \frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{5,791281693034^2} = 0,03$$

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g}$$

- **Coefficient de perte de charge singulière K**

Tableau III. 11 : Valeur de k (recommandée par le fournisseur)

Sortie	0,5
Vanne	0,05
Entrée	1

$$\Delta H = \left(\left(0,03 * \frac{9}{1} \right) + (0,5 + 0,05 + 1) \right) * \frac{0,9^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 0,08m$$

Tableau III. 12 : Dimensionnement les conduites d'aspiration

q (m ³ /s)	0,727
v _{asp} (m/s)	0,8
Longueur (m)	9
Rugosité (mm)	0,005
ID (m)	1
Épaisseur (m)	0,03
v (m/s)	0,9
Re (-)	926180
ΔH _{asp} (m)	0,08

Vérification de la cavitation des pompes

Pour éviter la cavitation, il faut que :

$$NPSH_r < NPSH_d$$

Calcul $NPSH_d$

La pompe fonctionne en charge, donc :

$$NPSH_d(m) = P_{atm} - P_v + H_{aspiration} - \Delta H_{asp} \quad \text{(III. 14)}$$

Avec :

- P_{atm} : La pression atmosphérique en mètre :

$$P_{atm} = 10,22 - 0,001 * z \quad \text{(III. 15)}$$

Avec :

- ✓ Z : la position géographique par rapport au niveau de mer ; dans ce projet -10m.

- P_v : La vapeur saturant de l'eau en Pa, on va utiliser le modèle d'Antoine pour trouver P_v .

$$\log_{10}P_v(\text{mmHg}) = A - \frac{B}{C - T(^{\circ}\text{C})} \quad \text{(III. 16)}$$

Tableau III. 13 : valeurs des coefficients A, B et C du modèle d'Antoine pour l'eau.

T	A	B	C
1-99 °C	8,07131	1730,630	233,426
100-374°C	8,14019	1810,94	244,485

- $P_{atm} = 10,22 - 0,001 * 10$

$$P_{atm} = 10,21 \text{ m}$$

- $\log_{10}P_v = 8,07131 - \frac{1730,630}{233,426 - 14}$

$$P_v = 1592,143 \text{ Pa}$$

$$P_v = \frac{1592,143}{9,81 * 1000} = 0,1623 \text{ m}$$

$$NPSH_{dis} = 10,21 - 0,1623 + 10 - 0,08$$

$$NPSH_d = 20 \text{ m.}$$

Remarque de l'Encadrant IT

L'encadrant de l'entreprise E-E, a recommandé de prendre une hauteur d'aspiration de 10 m. cela voudra dire que les 12 pompes vont travailler en charge. Cette configuration nécessitera la construction d'un immense abri souterrain (-10 m/TN) pour les 12 pompes en béton armé ou précontraint (très cher) et de l'équiper en moyen sophistiqués de contrôle de température et d'humidité qui peuvent mettre hors circuit les 12 pompes. Tout cela aurait pu être évité en installant des pompes verticales a ligne d'arbre. Cette dernière option, aurait permis le gain les volumes importants de béton armé, les espaces d'installation et les appareils de contrôle de la température et de l'humidité.

Encore, il ne faut surtout pas oublier de bien choisir le matériaux internes et externes des pompes pour résister aux agents dégradants tels que la qualité physico-chimico-biologiques de l'eau de mer transportée, le vent, la température, l'humidité saline, la pluie, ...

Calcul NPSH_r

Selon l'E-E, il est égal à 9,2m. Donc $NPSH_d = 20m > NPSH_r = 9,2m$. pas de risque de cavitation

Remarque de l'Encadrant IT

Pour les nouveaux projets de pompes, la NPSH_r se calcule. Le fait de la prendre directement cela voudra dire qu'on connaît déjà la pompe et ses caractéristiques. Chose qui est impossible sauf si on a choisi, au préalable, une marque et un type de pompe. Hélas, c'est la pratique aujourd'hui. Sans calculs et sans rien du tout, on prend une marque de pompe (KSB, RITZ, CAPRARI, ROVATTI, ...) et à travers leurs logiciels commerciaux, disponible sur internet, on peut prendre la valeur de la NPSH_r, la puissance, le rendement, les encombrements, ... Il faut signaler que cette démarche qui est scientifiquement et techniquement incorrecte n'est valable que pour cette marque et ce type de pompe.

Conduites de refoulement

La conduite de refoulement mesure 5 m de longueur assure le transport et le refoulement de l'eau de mer avec une vitesse de 2 m/s (recommandée par l'E-E) vers un collecteur.

Calcul du diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,727}{3,14 * 2}} = 0,68$$

$$Dn = 0,7m$$

Calcul la vitesse d'écoulement

$$v = \frac{4 * Q}{3,14 * Dn^2}$$

$$v = \frac{4 * 0,727}{3,14 * 0,7^2}$$

$$v = 1,9 \text{ m/s}$$

Remarque de l'Encadrant IT

Pour les conduites en PRV (Ang ; FRP), la vitesse maximale ne doit pas dépasser 1,85 m/s.

Calcul les pertes de charge

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g}$$

- Coefficient de perte de charge linéaire λ

Calcule le nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{2,6 * 0,6}{10^{-6}} = 1323114$$

Tableau III. 14: Les itérations successives

x1	1
x2	5,427806405130
x3	5,424039016455
x4	5,424042214993
x5	5,424042212278
x6	5,424042212280
x7	5,424042212280
x8	5,424042212280
x9	5,424042212280

D'après les calculs, le processus de la méthode du point fixe converge dès la 6^{ème} itération vers la valeur $x = 5,291454066515$, donc le coefficient $\lambda = \frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{5,424042212280^2} = 0,034$$

Tableau III. 15 : Coefficient de perte de charge singulière K

L'accessoire	Facteur k	Nombre
Té (direct)	0,3	1
Vanne papillon	0,05	1
Joint de dilatation en caoutchouc	0,2	1
Réducteur	0,9	1
Alimentation du réservoir à la conduite	0,5	1

$$\text{Donc : } \Delta H = \left(\left(0,034 * \frac{5}{0,7} \right) + (0,3 + 0,05 + 0,2 + 0,9 + 0,5) \right) \cdot \frac{1,9^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 0,4\text{m}$$

Tableau III. 16 : Dimensionnement les conduites de refoulement

q (m ³ /s)	0,727
v (m/s)	2
Longueur (m)	5
ε (mm)	0,005
ID (m)	0,7
Vitesse recalculée (m/s)	1,9
Épaisseur (mm)	20
Re (-)	1323113
Coefficient de perte linéaire (-)	0,24
Coefficient de perte singulière (-)	1,95
ΔH (m)	0,4

Le collecteur de refoulement

Le collecteur assure la collection de l'eau refoulée par chaque six pompes depuis le bassin de captage (-10m) jusqu'à le bassin de clarification à (35.6m), avec une vitesse de 2m/s, et donc on a besoin deux conduite de collection.

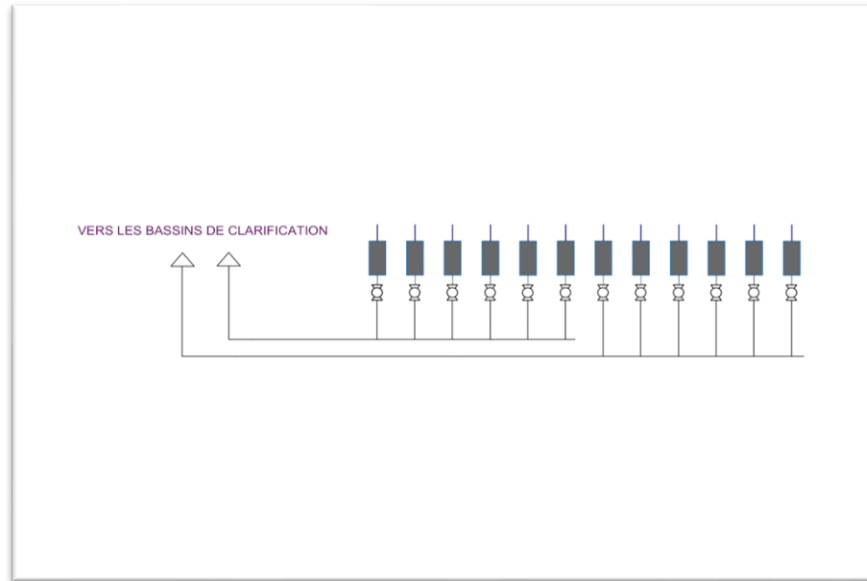


Figure III. 9: Schéma des collecteurs

Calcul de débit

$$Q = q * 6$$

Avec :

- q : le débit refoulé par chaque pompe en m^3/s .

$$Q = 0,727 * 6 = 4,362m^3$$

Calcul du diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 * 4,362}{3,14 * 2}} = 1,667m$$

$$Dn = 1600mm$$

Recalcul de la vitesse d'écoulement

$$v = \frac{4 * Q}{3,14 * Dn^2}$$

$$v = \frac{4 * 4,362}{3,14 * 1,72^2}$$

$$v = 2,17 \text{ m/s (selon l'E. E, c'est OK)}$$

Remarque de l'Encadrant IT

Pour les conduites en PRV (Ang ; FRP), la vitesse maximale ne doit pas dépasser 1,85 m/s.

Calcul les pertes de charge

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g} \quad \text{(III. 17)}$$

- Coefficient de perte de charge linéaire λ

Calcule le nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{2,17 * 1,6}{10^{-6}} = 3473174$$

Tableau III. 17: Les itérations successives

x1	1
x2	6,145960509755
x3	6,142147616798
x4	6,142150435769
x5	6,142150433685
x6	6,142150433686
x7	6,142150433686
x8	6,142150433686
x9	6,142150433686

D'après les calculs, le processus de la méthode du point fixe converge dès la 6^{ième} itération vers la valeur $x = 6,142150433686$, donc le coefficient $\lambda = \frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{6,142150433686^2} = 0,027$$

Tableau III. 18: Coefficient de perte de charge singulière K

L'accessoire	Facteur k	Nombre	K*N
Coude standard à 90°	0,75	5	3,75
Coude standard à 45°	0,35	2	0,7
Té direct	0,3	1	0,3
Té de dérivation	0,89	20	17,8
Vanne papillon	0,05	2	0,1
Clapet anti-retour	2	1	2
Joint de dilatation en caoutchouc	0,2	1	0,2
Réducteur (dilatation)	0,4	1	0,4
Alimentation de la conduite au réservoir	1	1	1
La somme			26,25

$$\Delta H = \left(\left(0,026 * \frac{550}{1,720} \right) + 26,5 \right) * \frac{1,88^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 6,232m$$

Tableau III. 19 : Dimensionnement le collecteur

Q (m ³ /s)	4,362
v (m/s)	2
Longueur (m)	550
Rugosité (mm)	0,005
DI (m)	1,67
Dn (m)	1,6
v calculée (m/s)	2,17
Re (-)	3473174
Coefficient de perte linéaire (-)	9,11
Coefficient de perte singulière (-)	26,25
ΔH (m)	8,5

Calcul HMT

$$HMT = Hg + \Delta H_{total} \quad \text{(III. 18)}$$

Avec :

- Hg : la hauteur géométrique en m.

$$HMT = 35,6 + 9,3$$

$$HMT = 45m.$$

Débit de 8,725 m³/s reparti sur 12 pompes, et HMT= 45m.

La vitesse de rotation $N = N_{max} = 1450$ tr/min

Type de pompe : Pompe roto dynamique roue hélicoïdale $Ns > 50 < Ns < 80$

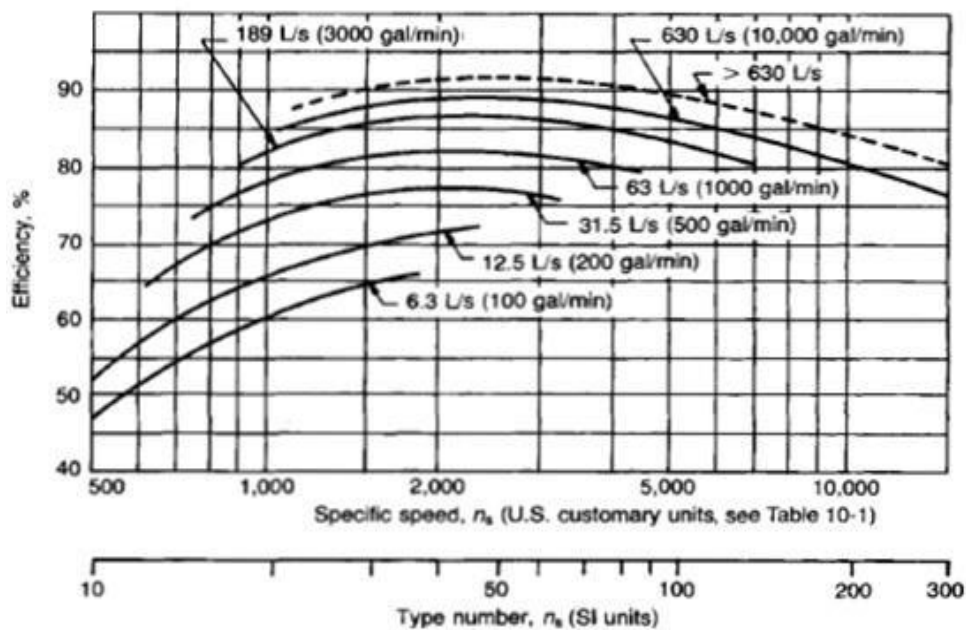
$$Ns = N \cdot \frac{\sqrt{\frac{q}{m}}}{\left(\frac{HMT}{n}\right)^{3/4}} \quad \text{(III. 19)}$$

Avec m nombre d'aspiration et n nombre de roues en série.

Tableau III. 20 : Calcul du vitesse spécifique

N	1450	1450	1450	1450	1450	1450	1450	1450	1450	1450
H	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
Q	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727	0,727
m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
n	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
N _s	71,2	119,7	162,2	201,3	237,9	50,3	84,6	114,7	142,3	168,3

Donc, la pompe tournera à 1450 tr/min et aura 2 aspirations (m = 2) avec 1 roue en série (n = 1), puisque on a possibilités qui s`approche le mieux de N_s = 50



D`après l`abaque le rendement globale R_G = 87%

Les puissances

La puissance utile :

$$P = \rho \cdot g \cdot q \cdot HMT \tag{III. 20}$$

$$P = 10^3 \cdot 9,81 \cdot 0,727 \cdot 42$$

$$P = 299954 \text{ watt}$$

La puissance absorbée :

$$P_A = \frac{Pu}{Rg} \tag{III. 21}$$

$$P_{abs} = \frac{299954}{87\%}$$

$$P_{abs} = 336560 \text{ watt}$$

Puissance Moteur :

$$P_{\text{moteur}} = P_{\text{abs}} \cdot \alpha \quad (\text{III. 22})$$

Pabs	< 1500	1500 à 4000	4000 à 7500	7500 à 40000	> 40000
α	1,5	1,25	1,2	1,15	1,1

$$P_{\text{moteur}} = 336560,1,1$$

$$P_{\text{moteur}} = 370216 \text{ watt}$$

Vérification de la cavitation des pompes

Calcul NPSH_d

La pompe fonctionne en charge, donc :

$$\text{NPSH}_d \text{ (m)} = P_{\text{atm}} - P_v + H_{\text{aspiration}} - \Delta H_{\text{asp}}$$

Avec :

- P_{atm} : La pression atmosphérique en mètre :

$$P_{\text{atm}} = 10,22 - 0,001 * z$$

Avec :

- ✓ Z : la position géographique par rapport au niveau de mer ; dans ce projet -10m.

- P_v : La vapeur saturant de l'eau en Pa, on va utiliser le modèle d'Antoine pour trouver P_v .

$$\log_{10} P_v \text{ (mmHg)} = A - \frac{B}{C - T(\text{°C})}$$

Tableau III. 21 : valeurs des coefficients A, B et C du modèle d'Antoine pour l'eau (Metaiche, 2021)

T	A	B	C
1-99 °C	8,07131	1730,630	233,426
100-374°C	8,14019	1810,94	244,485

- $P_{\text{atm}} = 10,22 - 0,001 * 10$

$$P_{\text{atm}} = 10,21 \text{ m}$$

- $\log_{10} P_v = 8,07131 - \frac{1730,630}{233,426 - 14}$

$$P_v = 1592,143 \text{ Pa}$$

$$P_v = \frac{1592,143}{9,81 * 1000} = 0,1623 \text{ m}$$

$$NPSH_{dis} = 10,21 - 0,1623 + 10 - 0,08$$

$$NPSH_d = 20m.$$

Calcul $NPSH_r$

Calcul du $NPSH_r$ à travers la vitesse spécifique d'aspiration S (N_{ss}).

$$NPSH_r = \left(N \cdot \frac{\sqrt{\frac{q}{m}}}{S} \right)^{4/3}$$

- N (tr/min) : Vitesse de rotation ;
- q (m³/s) : Débit aspiré par chaque pompe ;
- m : Nombre d'entrées (Nombre d'aspiration. Généralement, $m = 1$ ou 2) ;
- S : la vitesse spécifique d'aspiration S .

Dans tous les cas, $S > 213$. On prend, $S = 225$.

$$NPSH_r = \left(1450 \cdot \frac{\sqrt{\frac{0,727}{2}}}{225} \right)^{4/3} \quad \text{(III. 23)}$$

$$NPSH_r = 6,11m$$

Tableau III. 22: Les caractéristiques de la pompe à acheter

Q (m ³ /s)	0,727
HMT (m)	45
N (tr/min)	1450
M (-)	2
n (-)	1
Ns (-)	53
Rg (-)	87%
Pu (watt)	320934
Pab (watt)	360600
Pm (watt)	396660

III.2.7.1. Calcul de coup de bélier

La célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{ID}{T}}} \quad \text{(III. 24)}$$

Avec K coefficient correspondu au type de matériau, T épaisseur de la conduite.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 8 \frac{1,6}{0,048}}} = 543 \text{ m/s}$$

Temps d'arrêt de la pompe

$$Ta = \frac{L \cdot v}{(9,81 \cdot (HMT + Patm - 3))} \quad \text{(III. 25)}$$

Avec :

- Patm (m) = 10,21 - 0,001. Altitude(m) ;
- L (m) = Longueur de la conduite (m) ;
- v (m/s) = Vitesse moyenne en régime permanent (Avant l'apparition du coup de bélier).

$$Ta = \frac{550 \cdot 1,87}{(9,81 \cdot (45 + 10,2 - 3))}$$

$$Ta = 2,33\text{s}$$

Temps nécessaire pour l'onde de faire un aller-retour 2.L/a, si la valeur de 2.L/a < Ta, donc le coup de bélier est graduel, si Ta < 2.L/a le coup de bélier est brusque.

$$Tn = 2 * \frac{550}{543} = 2,03 < 2,33 \text{ (CB - G)}.$$

Calcul de coup de bélier

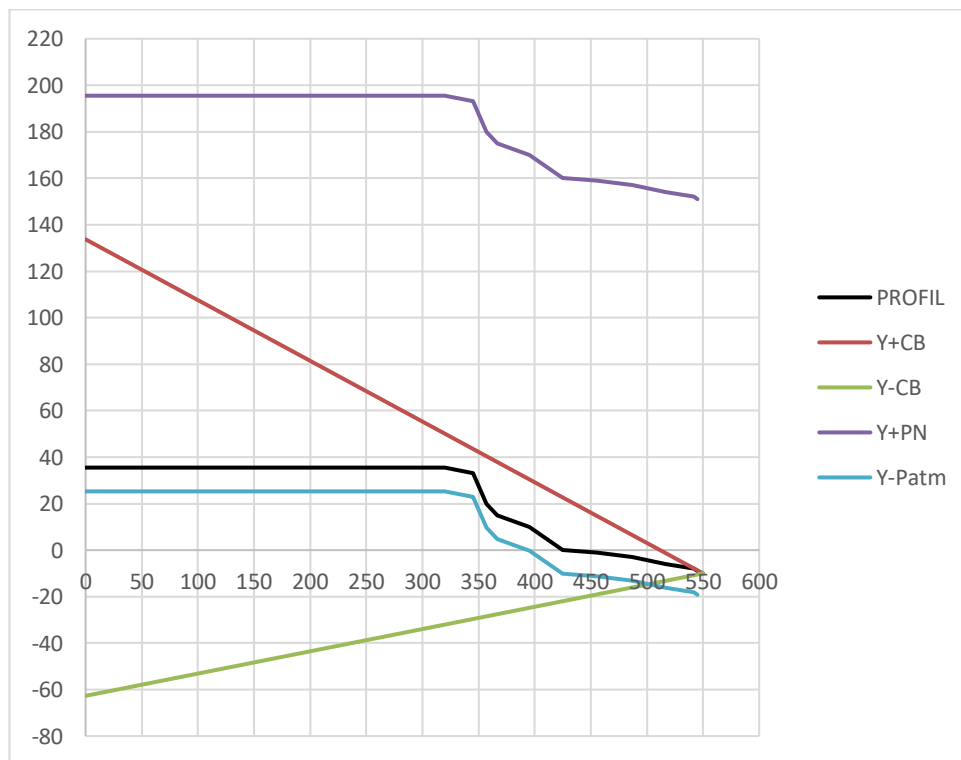
$$CB_G = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot Ta} \quad \text{(III. 26)}$$

$$CB_G = \frac{2 \cdot 550 \cdot 2,17}{9,81 \cdot 2,33}$$

$$CB_G = 102,85 \text{ m}$$

*Vérification la dépression et la surpression***Tableau III. 23:** Le profil des collecteurs

x	x cumulée	y	Y-Patm	PN+Y
0	0	35,5	25,28	195,5
320	320	35,5	25,28	195,5
25	345	33	22,78	193
12	357	20	9,78	180
10	367	15	4,78	175
28	395	10	-0,22	170
30	425	0	-10,22	160
30	455	-1	-11,22	159
32	487	-3	-13,22	157
30	517	-6	-16,22	154
25	542	-8	-18,22	152
3	545	-9	-19,22	151
5	550	-10	-20,22	150

**Figure III. 10:** Profil de coup de bélier

D'après le graphe, on remarque qu'il y a aucun risque de surpression. Mais on remarque qu'il y a un risque de dépression dans la zone 500 à 550 m.

Donc, on doit faire une protection par les dispositifs suivante :

- Le volants d'inertie ;
- Des ventouses à double fonction ;

- Un réservoir anti-bélier (RAB).

III.3. La clarification

La clarification par coagulation, floculation et décantation constitue un ensemble de processus essentiels pour purifier l'eau. Ces étapes permettent d'éliminer efficacement les particules en suspension et les impuretés, assurant ainsi la production d'eau claire et de haute qualité, prête à être consommée ou soumise à des traitements supplémentaires.

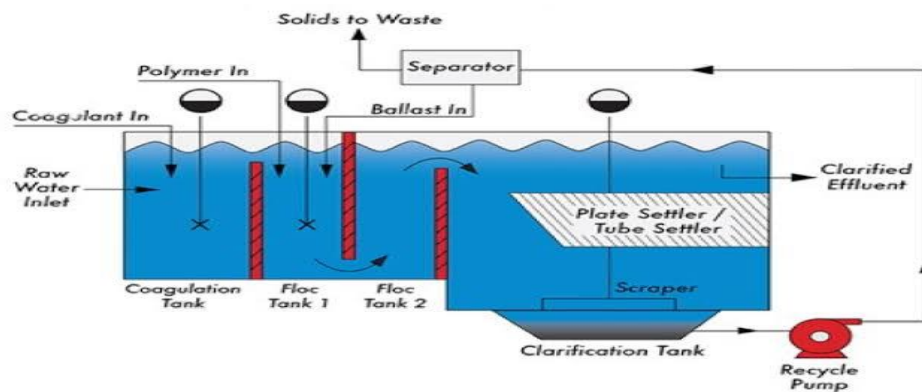


Figure III. 11 : Schéma du bassin de clarification

III.3.1. Calcul du bassin de coagulation

Tout d'abord on divise le débit sur un nombre de bassins selon l'espace, le débit, le cout... (notre projet 20 bassins). Généralement la hauteur des bassins de coagulation est comprise entre 3 à 4,5m. On adopte une hauteur d'eau de 4,5m avec 0,5m de marge de sécurité donc la hauteur de bassin sera 5m. Le temps de séjour est généralement une minute (60 sec) (Ghangrekar, 2022).

Calcul du débit

Les pertes de débit dans le bassin de captage sont 0,5%, et pour traiter ce débit on va le diviser sur 20 bassins.

$$Q = \frac{753807}{1,005 * 24 * 60 * 20} = 26,04 \text{ m}^3 / \text{min} / \text{bassin}$$

Calcul le volume de bassin

$$V = Q * T_s = 26,04 * 1 = 26,04 \text{ m}^3.$$

Calcul la surface du bassin

$$S = \frac{V}{h} = \frac{26,05}{4,5} = 5,8\text{m}^2$$

On mit la largeur égale la longueur, donc la surface (A) du bassin s'écrit comme suit : $A = L^2 \Rightarrow L = \sqrt{A} = \sqrt{5,8} = 2,4\text{m}$. Et donc la largeur sera égale 2,4m.

Calcul de la puissance nécessaire

$$P = \eta VG^2 \quad \text{(III. 25)}$$

Avec :

- G : gradient de vitesse comprises entre 300 à 900s⁻¹ pour la coagulation, et 20 à 30 s⁻¹ pour la floculation ;
- η (Pa.s): viscosité dynamique est égale 0.0013;
- V(m³) : volume occupé par le fluide ;
- P (w) : la puissance.
-

Donc la puissance sera : $P = 0.0013 * 26,04 * 600^2 = 12188,415$ Watt.

Tableau III. 24 : Dimensionnement le bassin de coagulation

Nombre de bassin	20
Q (m ³ /min/bassin)	26,04
Temps de séjour (min)	1
V (m ³)	26
H (m)	4,5
A (m ²)	5,8
Largeur (m)	2,4
Longueur (m)	2,4
Gradient de vitesse (s ⁻¹)	600
Viscosité dynamique (Pa.s)	0,0013
Puissance (W)	12188,415

III.3.2. Calcul du bassin de floculation

Calcul du débit

$$Q = \frac{753807}{1,005 * 24 * 60 * 20} = 26,04 \text{ m}^3/\text{min}/\text{bassin}$$

Calcul le volume de bassin

Le temps de séjour pour la floculation est entre 15 à 30 minute (Ghangrekar, 2022); (selon l'E-E, dans ce projet on prend 20min).

$$V = Q * T_s = 26,04 * 20 = 521\text{m}^3.$$

Calcul la surface du bassin

$$A = \frac{V}{h} = \frac{521}{4,5} = 116\text{m}^2$$

On prend la largeur égale à la largeur du bassin de décantation, et puisque la largeur de bassin de décantation est 14m alors la longueur s'écrit comme suite :

$$A = L * l \Rightarrow L = A/l = 116/14 = 8,3\text{m}.$$

Calcul de la puissance nécessaire

$$P = 0.0013 * 521 * 25^2 = 423,209 \text{ Watt}.$$

Tableau III. 25 : Dimensionnement le bassin de floculation

Nombre de bassin	20
Q (m ³ /min/bassin)	26,04
Temps de séjour (min)	20
V (m ³)	521
H (m)	4,5
A (m ²)	116
Largeur (m)	8,3
Longueur (m)	14
Gradient de vitesse (s ⁻¹)	25
Viscosité dynamique (Pa.s)	0,0013
Puissance (Watt)	423,209

III.3.3. Calcul du bassin de décantation

En général, le dimensionnement d'un décanteur implique l'établissement de deux principaux paramètres :

- La surface du décanteur, qui sera d'autant plus grande lorsque les vitesses de décantation sont faibles.
- La profondeur du bassin, qui définit le temps de séjour pour que la boue se forme au fond de l'appareil : $T_s = H/v$.

La surface d'un décanteur est calculée en fonction de la charge hydraulique superficielle, qui représente le volume d'eau pouvant être traité par unité de surface et de temps (m³/m².h), elle est entre 4 à 8 m³/m²/h, généralement le dimensionnement de bassin de décantation se fait avec une charge hydraulique de 6 m³/m²/h.

Calcul du débit

$$Q = \frac{753807}{1,005 * 24 * 20} = 1\,562,618 \text{ m}^3/\text{heur}/\text{bassin}$$

Calcul la surface du bassin

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1\,562,618}{6} = 260 \text{ m}^2$$

On divise la surface à une longueur de 18,5m et une largeur de 14m.

Calcul le volume de bassin

$$V = A * H = 260 * 4,5 = 1166 \text{ m}^3$$

Calcul le temps de séjour

$$T_s = \frac{H}{v}$$

$$T_s = \frac{5}{6} = 0,8 \text{ h} = 50 \text{ min}$$

Tableau III. 26 : Dimensionnement le bassin de décantation

Nombre de bassin	20
Débit (m ³ /h/bassin)	1562,6
La charge hydraulique (m ³ /m ² /h)	6
A (m ²)	260
H (m)	4,5
Largeur (m)	14
Longueur (m)	18,6
V (m ³)	1166
Temps de séjour (h)	0,8

Vérification de la vitesse de Hazen

La vitesse de Hazen a une relation avec les lamelles, cette vitesse est comprise entre 0,5 à 1,5m/h (Madani, 2014). Le fabricant fournira des lamelles en forme hexagonale avec un superficie spécifique/projeté à 60° de 11m²/m³ et une hauteur de 1m.

D'après l'E-E, pour la vérification, on multiplie la surface de décanteur fois la superficie spécifique/projeté fois la hauteur de lamelle.

Application numérique

$$260 * 11 * 1 = 2860 \text{ m}^2$$

Vérification

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1562,6}{2860} = 0,55 > 0,5 \text{ m/h}$$



Figure III. 12 : Lamelles hexagonales

III.3.4. Filtre à sable

Ce processus implique la filtration de l'eau de source à travers une ou plusieurs couches de matériaux granulaires, tels que l'antracite, le filtralit, le sable.... Les filtres conventionnels utilisés pour le prétraitement de l'eau saline sont généralement des unités à deux médias (anthracite et sable) à un seul étage, fonctionnant à une vitesse entre 6 à 8m/h (Voutchkov, 2013).

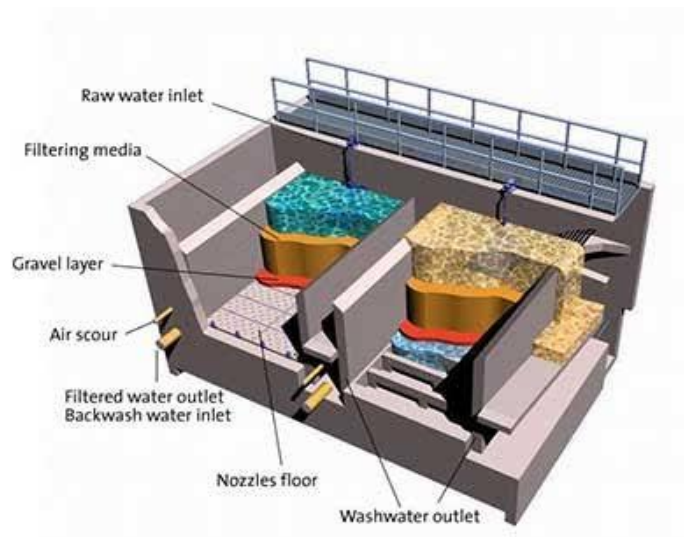


Figure III. 13 : Schéma du filtre à sable

III.3.4.1. Calcul du bassin de filtre à sable

Tableau III. 27 : Critère de dimensionnement du filtre à sable (Voutchkov, 2017)

Matériau	Intervalle théorique	Valeur choisi
Anthracite/filtralit	0,6 – 0,8 m	0,6 m
Sable	0,8 – 2 m	1,2 m
Gravier	0,1– 0,3 m	0,3 m

Tableau III. 28: : Critère de dimensionnement du filtre à sable (Voutchkov, 2017)

Vitesse de filtration	6 – 8 m/h	7 m/h
Taux moyen de lavage avec l'eau	40 – 45 m ³ /m ² /h	40 m ³ /m ² /h
Taux moyen de lavage avec l'eau	50 – 60 m ³ /m ² /h	50 m ³ /m ² /h
Temps de lavage	15 – 30 min	30 min

Calcul de débit

$$Q = \frac{750056}{1,05 * 24 * 42} = 709 \text{ m}^3 / \text{h/bassin}$$

Calcul de la surface

$$A = \frac{709}{7} = 101,2 \text{ m}^2$$

On prend la longueur égale deux fois la largeur donc la surface (A) du bassin s'écrit comme suit : $A = 2 * l^2 \Rightarrow l = \sqrt{A/2} = \sqrt{104/2} = 7,1 \text{ m}$. Et donc la longueur sera égale 14,2 m.

Calcul du volume**1. La hauteur de bassin :**

$$H_{\text{bassin}} = \sum H_{\text{média}} + H_r + H_s$$

- H_r : la hauteur du bassin de drainage ; égale le diamètre de la conduite d'évacuation plus une hauteur supplémentaire de 10 à 50 cm ;
- H_s : une marge de sécurité au-dessus le média 50 cm.

2. Le diamètre de la conduite

On suppose que la vitesse de la sortie est 1m/s.

$$D = \sqrt{\frac{Q * 4}{v * 3,14}} \quad \text{(III. 26)}$$

$$D = \sqrt{\frac{709 * 4}{3600 * 1 * 3,14}} = 0,5$$

$$H_{\text{bassin}} = (0.6 + 1.2 + 0.3) + (0.5+0.3) + 0.5 = 3,4\text{m}$$

Donc le volume de bassin sera :

$$V = S * H = 101,2 * 3,4 = 344\text{m}^3$$

Calcul de débit du rétro-lavage

$$Q = A * v \quad \text{(III. 27)}$$

Avec : A est la surface du bassin ; v est le taux moyen de lavage.

1. Débit d'eau

$$Q = 101,1 * 40 = 4044\text{m}^3/\text{h}$$

2. Débit d'air

$$Q = 101,1 * 50 = 5055\text{m}^3/\text{h}$$

Tableau III. 29 : Dimensionnement du filtre à sable

Nombre de bassin	42
Q (m ³ /h/bassin)	709
A (m ²)	101,2
Largeur (m)	7,1
Longueur (m)	14,2
V (m ³)	344
Débit d'eau de lavage (m ³ /h)	4044
Débit d'air de lavage (m ³ /h)	5055

III.3.5. Le pompage intermédiaire

III.3.5.1. Calcul du réservoir intermédiaire

Le réservoir intermédiaire est un réservoir qui fonctionne pour collecter l'eau traitée par les filtres à sable afin de la pomper vers l'unité d'osmose inverse en passant par les filtres à cartouche. Le temps de séjour est défini à 5min (selon l'E-E).

$$V = Q * T_s \quad \text{(III. 28)}$$

Avec : Q le débit entrant à l'unité d'OI égale le débit entrant divisé par la valeur de perte de débit 3% ; Ts temps de séjour 5 minute.

$$V = \left(\frac{693533,72}{24 * 60} \right) * 5 = 2408\text{m}^3$$

On adopte une hauteur de 5m, donc la surface sera :

$$A = V/H = 2408/5 = 481,6\text{m}^2$$

On mit la largeur égale la longueur, donc la surface (A) du bassin s'écrit comme suit : $A = L^2 \Rightarrow L = \sqrt{A} = \sqrt{482} = 21,9\text{m}$. Et donc la largeur sera égale 21,9m.

Tableau III. 30 : dimensionnement le réservoir intermédiaire

Ts (min)	5
Q (m ³ /min)	481,6
V (m ³)	2408
H (m)	5
S (m ²)	482
La largeur (m)	22
La longueur (m)	22

III.3.5.2. Conduites d'aspiration

Calcul de débit

$$Q = \frac{693533,72}{24 * 3600 * 12} = 0,669\text{m/s}$$

Donc chaque pompe par les deuze pompe va refouler 0,669 m/s, on suppose que la vitesse d'aspiration est 0,8 dans une conduite de 9mètre de longueur, tandis que la vitesse de refoulement est 2 m/s dans une conduite de 60mètre de longueur.

Calcul du diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{3,14 * v}} \quad \text{(III. 29)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,669}{3,14 * 0,8}} = 1,03\text{m}$$

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

Donc la vitesse deviendra :

$$v = \frac{Q * 4}{3,14 * D^2}$$

$$v = \frac{0,669 * 4}{3,14 * 1^2} = 0,85\text{m/s}$$

Calcul les pertes de charge

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III. 30})$$

Les pertes de charge linéaire H_L

On utilise la formule de COLEBROOK pour déterminer Lambda λ .

$$\lambda = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III. 31})$$

Tel que λ le coefficient de perte de charge linéaire ; ε la rugosité de la conduite ; D le diamètre intérieur de la conduite ; Re nombre de Reynolds.

Tout d'abord on calcule le nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{vD}{\vartheta} \quad (\text{III. 32})$$

Tels que : v la vitesse d'écoulement m/s ; ϑ : la viscosité cinématique $10^{-6} m^2/s$.

$$Re = \frac{0,85 * 1}{10^{-6}} = 852123,8$$

Puis, avec la méthode de point fixe on calcule le coefficient λ , soit le processus itératif du point fixe suivant :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{k+1}}} = -2 * \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda_k}} \right] \quad (\text{III. 33})$$

Avec : $\lambda_1 = 1$

On mit $x = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \Rightarrow x_{k+1} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re} * x \right], x_1=1$

Tableau III. 31 : Les itérations successives

x1	1
x2	5,736572
x3	5,72767
x4	5,727686
x5	5,727686

D'après les calculs, le processus de la méthode du point fixe converge dès la 5^{ème} itération vers la valeur $x = 5,727686405737$, donc le coefficient $\lambda = \frac{1}{x^2}$

$$\frac{1}{5,727686^2} = 0,0305$$

Donc les pertes de charge seront :

$$\Delta H = 0,0305 * \frac{9}{1} * \frac{0,85^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 0,01\text{m}$$

Tableau III. 32 : Dimensionnement la conduite d'aspiration

Q (m ³ /s)	0,669
V _{asp} (m/s)	0,8
Longueur (m)	9
Rugosité (mm)	0,005
D _n (m)	1
V _{asp} (m/s)	0,852
Re (-)	852123,8
ΔH (m)	0,01

III.3.5.3. Conduites de refoulement

Le débit toujours est 0,669 m³/s/pompe

Calcul du diamètre

On suppose que la vitesse de refoulement est 2m/s (selon l'ingénieur)

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{3,14 * v}} \quad \text{(III.34)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,669}{3,14 * 2}} = 0,65\text{m}$$

$$D_n = 700\text{mm}$$

Donc la vitesse deviendra :

$$v = \frac{Q * 4}{3,14 * D^2}$$

$$v = \frac{0,669 * 4}{3,14 * 0,7^2} = 1,7\text{m/s}$$

Calcul les pertes de charge

$$\Delta H = H_L + H_S = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum K \right) \frac{v^2}{2g} \quad \text{(III. 35)}$$

Pour les pertes singulières, on a 10 coudes de 90° (k=0,75 ; donnée par ingénieur) et 14 Tee (k=0,3)

$$\Delta H = \left(\left(0,0305 * \frac{60}{0,7} \right) + (0,75 * 10 + 0,3 * 14) \right) * \frac{1,7^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 2,2\text{m}$$

Tableau III. 33 : Dimensionnement Conduites de refoulement

Q (m ³ /s)	0,669
V (m/s)	2
Longueur (m)	60
Rugosité (mm)	0,005
Dn (m)	0,7
V ref (m/s)	1,7
Re (-)	1217320
Coefficient de perte linéaire (m)	2,61273
Coefficient de perte singulière (m)	11,7
ΔH (m)	2,20

III.3.6. Dimensionnement le filtre à cartouche

Tableau III. 34 : Critère du dimensionnement de filtre à cartouche

Paramètre	Valeur	Valeur choisi
Taux de charge hydraulique (L/s/250mm)	0,2 - 0,3	0,25
Longueur (mm)	1016 - 1524	2000

III.3.6.1. Nombre des filtres nécessaires

$$N_{\text{FILTER}} = \frac{Q}{T_{\text{CH}} * \frac{L}{250}} \quad (\text{III. 36})$$

III.3.6.2. Nombre des filtres par vaisseau

$$N_{\text{F/V}} = \frac{N_{\text{FILTRE}}}{N_{\text{Vaisseau}}} \quad (\text{III. 37})$$

Tableau III. 35 : Dimensionnement le filtre à cartouche

Q (L/s)	669
Taux de charge hydraulique (L/s/250mm)	0,001
Longueur du filtre (mm)	2000
Nombre des filtres	335
Nombre des vaisseaux (correspondre aux nombres de SKIDS d'OI)	12
Nombre des filtres par vaisseaux	28
Taille (μm)	5

**Figure III. 14** : filtre à cartouche

III.3.7. Simulation membranaire

III.3.7.1. Logiciel Q⁺ Projection Software

Q⁺ est un logiciel de conception de système d'osmose inverse qui est lancé en 2021. Il est développé par le fabricant de membranes d'osmose inverse DuPont Water Solutions. Ce logiciel permet d'estimer les performances des membranes dans différents systèmes de traitement de l'eau.

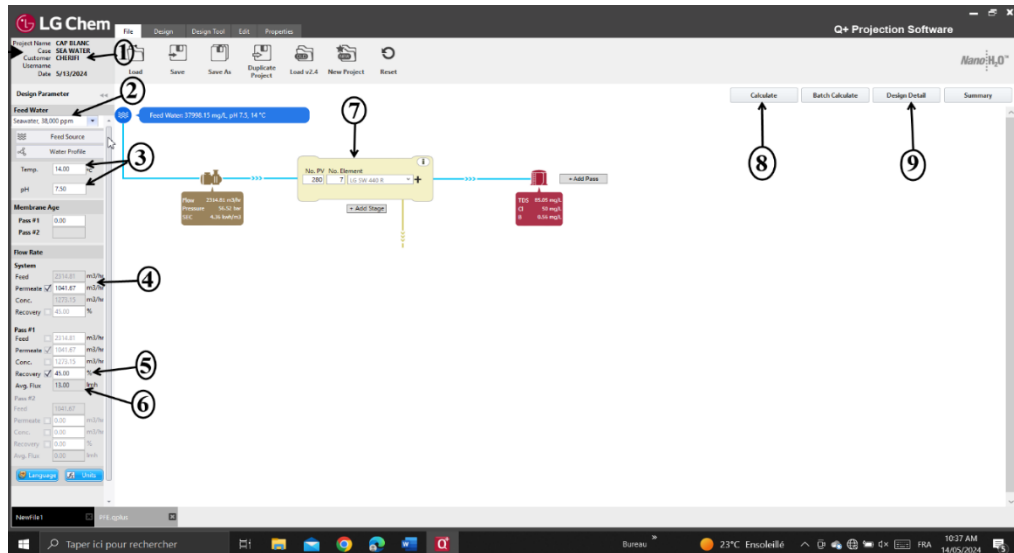


Figure III. 15: Les étapes d'exécution la simulation par le logiciel Q+

1. L'identification du projet ;
1. Qualité d'eau ;
2. La température, pH ;
3. Le débit en m^3/hr ;
4. Le taux de conversion ;
5. Le flux ;
6. Le type de membrane avec son nombre et le nombre de tube ;
7. Exécution de la simulation ;
8. Les résultats.

III.3.7.2. Description de membrane LG Chem SW 440 R

Les membranes d'osmose inverse NanoH2O™ de LG Chem, intégrant la technologie innovante de nano-composite à film mince (TFN), réduisent le coût de la désalinisation tout en offrant une qualité d'eau supérieure.

Les membranes LG SW R (High Rejection) offrent une combinaison de haut rejet et de faibles besoins énergétiques pour réduire le coût total de la désalinisation ; elles conviennent aux applications d'eau de mer de moyenne à haute salinité.



Figure III. 16: Membrane LG SW 440 R

Tableau III. 36 : Spécifications du produit (LG water solutions)

Surface active de la membrane, ft ² (m ²)	Débit de perméat, (m ³ /j)	Taux de rejet de sel stabilisé, %	Taux de rejet de sel minimum, %	Taux de rejet de bore, %	Espacement d'alimentation, mil
440 (41)	37.5	99.85	99.7	93	28

Tableau III. 37 : Conditions de test (LG water solutions)

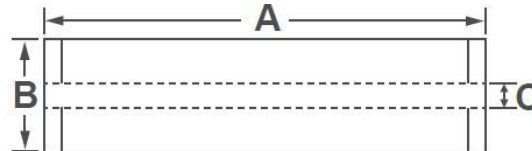
NaCl	Bore	Pression	Température	pH	Récupération	Variation du débit de perméat
32000 ppm	5 ppm	55 bars	25 °c	8	8%	-/+15%

Tableau III. 38 : Spécifications de fonctionnement (LG water solutions)

Pression de fonctionnement maximale	82,7 bars
Concentration maximale de chlore	<0,1 ppm
Température de fonctionnement maximale	45 °C
Plage de pH, continu (nettoyage)	2-11 (2-13)
Turbidité maximale de l'eau d'alimentation	1,0 NTU
SDI maximale de l'eau d'alimentation (15 minutes)	5
Débit d'alimentation maximal	17 m ³ /h
Ratio minimal de concentré à débit de perméat pour tout élément	5:01
Chute de pression maximale pour chaque élément	1,0 bar

Tableau III. 39 : Dimensions du produit (LG water solutions)

Longueur A	1 016 mm
Diamètre extérieur de l'élément B	200 mm
Diamètre intérieur du tube de perméat C	28,6 mm
Poids	16 Kg

**Figure III. 17 :** Dimensions du produit (LG water solutions)**La simulation de l'osmoseur**

- ❖ Le débit produit par un train est de 20 000 à 30 000 m³/jour, avec le meilleur débit atteignant 25 000 m³/jour (selon l'E-E) ;
- ❖ La correction orthographique de la phrase serait :
- ❖ Le nombre de trains (SKID) est le rapport entre le débit produit totale et le débit souhaité par un train (SKID).

$$N_s = \frac{Q_{\text{produire}}}{Q_{\text{train}}} \quad (\text{III. 38})$$

- ❖ La productivité d'une membrane est définie comme un flux compris entre 13 et 18 litres/mètre carré/heure (lmh) (Voutchkov, 2017). On le prend 13 lmh ;
- ❖ Les vaisseaux des membranes peuvent contenir de 6 à 8 membranes, généralement tous les tubes contiennent 7 membranes (Voutchkov, 2017) ;
- ❖ On détermine le nombre de tube comme suit :

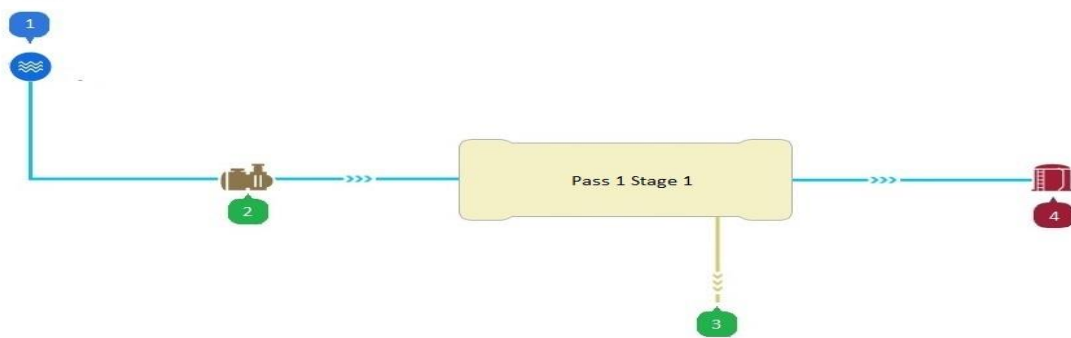
$$N_{\text{tube}} = \frac{Q_h * N_{\text{skid}} * 1000}{A * N_{\text{membrane/tube}} * \text{flux}} \quad (\text{III. 39})$$

Avec :

- Q_h : Le débit à produire en m³/h ;
- A : La surface de membrane m².

Tableau III. 40: Paramètres introduire à logiciel

Le débit à produire (m^3/j)	312090
Q (m^3/h)	13004
Le débit produire par SKID (m^3/j)	25000
Nombre des SKIDS	12
Flux (lmh)	13
Nombre de membrane par tube	7
Surface de membrane (m^2)	41
Nombre de tube	290

**Figure III. 18 :** Schéma de l'osmoseur

1. Alimentation brute ;
2. Alimentation RO ;
3. Saumure ;
4. Produit.

**Figure III. 19:** SKIDS

Tableau III. 41 : Paramètres de l'unité d'osmose inverse

	Stage 1
Nombre des tubes	290
Nombre des membranes par tube	7
Débit d'alimentation de l'osmose inverse	2,408.1
Débit de perméat (m ³ /hr)	1,084.13
Débit de concentrat (m ³ /hr)	1,323.97
Pression d'alimentation de l'osmose inverse (bar)	56.59
Pression de concentrat (bar)	55.48
DP (bar)	1.11
Pression de surpression (bar)	0
Contre-pression (bar)	0
Perte de pression inter-étage (bar)	0
Flux moyen (lmh)	13.07
Perméat de TDS (mg/L)	84.66

Tableau III. 42 : Analyses de l'eau dessalé

Espèces	Eau brute	Alimentation ajustée	Concentrat. Étape 1	Perméat Étape 1
Ammonium	0	0	0	0
Sodium	11 576,42	11 576,42	21 031,13	30,09
Potassium	503,96	503,96	915,37	1,53
Magnesium	1 412,87	1 412,87	2 569,13	0,82
Calcium	431,73	431,73	785,05	0,25
Strontium	7,38	7,38	13,42	0
Barium	0,01	0,01	0,02	0
Chloride	20 848,85	20 848,85	37 880,19	49,77
Nitrate	0	0	0	0
Carbonate	1,01	1,01	1,84	0
Bromide	0	0	0	0
Silica	0	0	0	0
CO2	6,25	6,25	6,25	6,25
TDS	37 998,15	37 998,15	69 043,62	84,66
pH	7,5	7,5	7,73	5,44

III.4. Le bassin du reminéralisation

La reminéralisation consiste généralement à ajouter des minéraux afin de préserver la santé publique, d'ajuster le pH et la dureté, et de garantir l'intégrité du

réseau de distribution d'eau. Dans ce projet on fait la reminéralisation par les lits calciques où le perméat passe à travers ces lits.

Le calcul de bassin de reminéralisation consiste au temps de contact qui est entre 10min à 30min (Voutchkov, 2013), et la vitesse de de passage qui 12m/h (selon l'E-E).

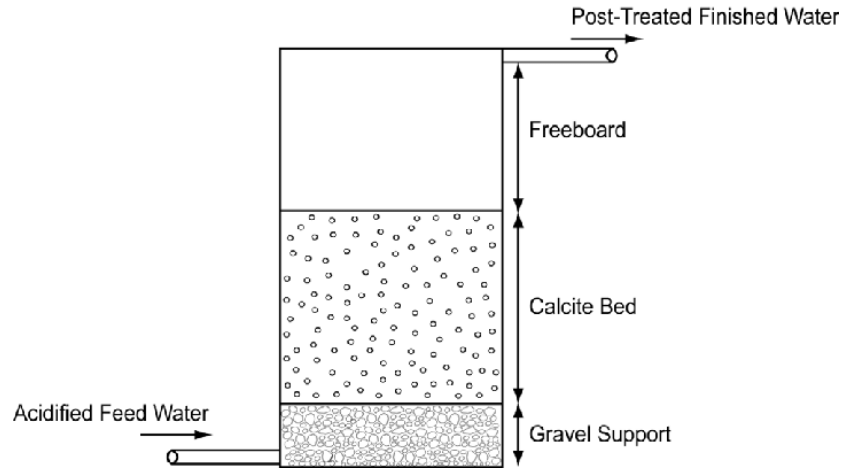


Figure III. 20: Schéma du bassin calcique (Biyoune, Atbir, Boukbir, & Bari, 2017)

Calcul du débit

$$Q = \frac{312090}{15 * 24 * 60} = 14,4 \text{ m}^3/\text{min}$$

Calcul le volume de bassin

$$V = Q * Tc \quad \text{(III. 40)}$$

Avec :

- Tc : temps de contacte 15min.

$$V = 14,4 * 15 = 216 \text{ m}^3$$

La hauteur d calcique

$$H = \frac{v * Tc}{60}$$

$$H = \frac{12 * 15}{60} = 3\text{m}$$

Tableau III. 43 : Dimensionnement le bassin de reminéralisation

Nombre de bassin	15
Q (m ³ /min)	14,4
Tc (min)	15
v (m/h)	12

Tableau III. 44 : Dimensionnement le bassin de reminéralisation (suite)

V (m ³)	216
Hauteur de calcique (m)	3
S (m ²)	72
Longueur (m)	9
Largeur (m)	8

III.5. Le réservoir tampon

Ce réservoir situé à la surface du sol, a pour distribuer l'eau douce au client. Il consiste au temps de stockage en cas de panne sur les membranes ou la station en générale, ce temps est estimé par 3 heures (selon l'E-E).

Remarque (Encadrant IT)

Ce n'est pas vraiment un temps de stockage mais beaucoup plus une durée permettant, en cas de problème, de réparer le problème et reprendre la distribution. L'idée est de ne pas laisser les abonnées sans eaux.

III.5.1. Calcul le volume de réservoir

$$V = Q * T \quad \text{(III. 41)}$$

Avec :

- Q : le débit produit en m³/h ; (selon E-E, il faut qu'il soit parallélépipédique)
- Ts : temps de stockage en heure.

$$V = 12500 * 3 = 37500 \text{ m}^3$$

Tableau III. 45 : Dimensions du réservoir tampon

Hauteur (m)	10
Largeur (m)	62
Longueur (m)	60,5

Remarque (Encadrant IT)

En matière de génie civil, la forme choisie n'est pas la meilleure option. Un réservoir cylindrique aurait été plus indiqué.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait les calculs nécessaires pour le dimensionnement hydraulique d'une nouvelle station de dessalement par osmose inverse, de la prise d'eau jusqu'au stockage. Le débit brut estimé à $753807 \text{ m}^3/\text{j}$ pour produire $300000\text{m}^3/\text{j}$, permettant ainsi de déterminer un taux de conversion de 40%. Tous les calculs réalisés montrent que pratiquement toutes les parties fonctionnelles d'une SDEM se dimensionnent à travers l'hydraulique et la MDF.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet visait à dimensionner la station de dessalement CAP BLANC à Oran par osmose inverse pour produire 300 000 m³/jour, sous la direction de l'entreprise Direction Water Treatment (DWT). Dans notre étude de dimensionnement, on a déterminé les éléments suivants :

- Une tour d'eau de 4,4 mètres de diamètre ;
- Une conduite d'alimentation de 630 mètres de longueur et 2,7 mètres de diamètre ;
- Un bassin de tranquillisation de 18 mètres de longueur et 29 mètres de largeur ;
- Un dégrilleur grossier de 2,8 mètres de largeur, et un dégrilleur fin de 1,7 mètre de largeur ;
- Un bassin de stockage de 5235 m³ de volume ;
- Douze pompes pour refouler un débit de 8,725 m³/s d'une profondeur de 10 mètres vers une hauteur de 35,6 mètres par des conduites en PRV, alimentant 20 bassins de clarification :
 - o 20 bassins de coagulation de 2,4 mètres de longueur et de largeur ;
 - o 20 bassins de floculation de 8,3 mètres de longueur et 14 mètres de largeur ;
 - o 20 bassins de décantation de 18,5 mètres de longueur et 14 mètres de largeur ;
- Filtration à sable pour traiter un débit de 8,3 m³/s, nécessitant 42 bassins de filtre à sable gravitaire caractérisé comme suit :
 - o Vitesse de filtration de 7 m/h ;
 - o 2,6 mètres de hauteur ;
 - o 7,1 mètres de largeur ;
 - o 14,2 mètres de longueur.
- Un réservoir intermédiaire de 2408 m³ avec un temps de séjour de 5 minutes ;
- Filtration à cartouche pour un débit de 0,669 m³/s, réparti sur 12 filtres à cartouche de 5 micromètres avec taux de charge hydraulique 0.25L/s par 250mm ;
- 12 SKIDS pour traiter un débit 669689 m³/jour, chaque SKID contenant 260 tubes, chaque tube contenant 7 membranes (taux de conversion de 45%, pression de 57 bars).

Conclusion générale

- Reminéralisation de l'eau osmosée dans un bassin de lit calcique caractérisé comme suit :
 - Un temps de contact de 15 minutes ;
 - Une vitesse de passage de 12 m/h ;
 - 9 mètres de longueur ;
 - 8 mètres de largeur ;
 - 3 mètres de hauteur.
- Un réservoir tampon de 37 500 m³ avec un temps de stockage de 3 heures.

À travers ce projet, on a appliqué les connaissances acquises durant notre formation, et on a gagné une expérience précieuse dans la réalisation d'études de dimensionnement et dans le monde professionnel de l'ingénierie des stations de dessalement.

Bibliographie

- Biyoune, M. G., Atbir, A., Boukbir, L., & Bari, H. (2017). Remineralization of permeate water by calcite bed in the Daoura's plant (south of Morocco).
- Geurrero, M. (2019, juin 27). Récupéré sur <http://www.araner.com>
- Ghangrekar, M. M. (2022). *Wastewater to Water Principles, Technologies and Engineering Design*. Springer.
- Madani, B. (2014). *Traitement de l'eau*. Université de Tlemcen.
- Metaiche, M. (2021). *POMPES CENTRIFUGE THEORIE AVEC EXERCICES ET PROBLEMES RESOLUS*.
- Mokhtar, B., & AZZOUZ, M. E. (2019). *Mémoire master Dimensionnement et exploitation d'une station d'épuration à boue activé cas step d'ain el kihal*. Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent Institut des Sciences et de la Technologie.
- Thomas , M., & Robert , G. (2017). Environmental issues in seawater reverse osmosisdesalination: Intakes and outfalls.
- Voutchkov, N. (2013). *Desalination engineering palnning and design*. McGraw Hill.
- Voutchkov, N. (2017). *Pretreatment for Reverse Osmosis Desalination*. ELSEVIER.