

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Ecole Nationale Polytechnique



Département d'Hydraulique
PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Réalisé par :

- **MOKHTARI Oussama**
- **MERADJI Hocine**

Thème :

**Dimensionnement de la prise d'eau de mer
de la station de dessalement de Fouka**

Encadreur :

Mr. A.BERMAD

Professeur (ENP)

Président de jury :

Mr. A.BALI

Professeur (ENP)

Examineurs :

Mr. A.LEFKIR

Docteur (ENTP)

Mr. M.AMITOUCHE

M.A.A (Université de Boumerdes)

Promoteur :

Mr.A.OUKALI

Ingénieur (AEC)

Promotion 2015

Remerciements

Il apparaît opportun de commencer ce rapport de stage par des remerciements à Dieu, mes parents et ma famille de m'avoir offert les bonnes conditions pour pouvoir continuer mes études, ceux qui m'ont beaucoup soutenu au cours de ce stage ainsi que ceux qui ont eu la gentillesse de le rendre très profitable.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :

- ***Mr. Abdelmalek. BERMAD**, pour l'encadrement technique et pour m'avoir guidé, encouragé et conseillé pendant toute la période du stage.
Je tiens à mentionner le plaisir que j'ai eu de travailler avec lui.*
- ***Mr. Ahmed OUKALI**, mon parrain qui m'a assuré de bonnes conditions pour le déroulement de mon stage.*

Je remercie tous ceux qui ont veillé à ce que ce travail soit ce qu'il est, leurs conseils, instructions, suggestions ou contributions. Et particulièrement Melle.

*S.BENMAMAR, Le service techniques de l'AEC (Sofiane, Fouad.),
Mr.M.KHATEB Le directeur technique de la SDEM FOUKA, Melle.Y.YETOUI
et à l'ensemble du personnel de Laboratoire des Etudes Maritimes qui nous ont aidé.*

Nos remerciements et notre gratitude vont également à l'ensemble des membres du jury qui ont bien voulu accepter examiner notre travail.

Nos remerciements et notre reconnaissance vont à tous les enseignants du département pour la qualité de la formation qu'ils nous ont donné durant les trois années de spécialité.

Dédicaces

Avant de commencer mes dédicaces, je suis certain que ce projet de fin d'étude est la meilleure chose qui puisse m'arriver durant cette année, j'en suis sûr, même en mi-année.

Grâce à Dieu nous avons réalisé ce travail que je dédie.

À mes très chers parents, pour leurs aides appréciables qui ont tout fait pour que j'atteigne ce niveau. Je le dédie également à mes frères : Adam, Islem,

Malek qui ont été avec moi pour leur soutien moral et matériel.

A mon binôme Oussama pour ces cinq années de travail pleines de souvenirs, ainsi qu'à toute sa famille que je remercie pour son hospitalité et sa gentillesse.

Je le dédie aussi à mes ami(e)s de polytechnique Tariq et d'autres pour leurs soutien et les moments inoubliables que nous avons passé tous ensemble, désolé de ne pas pouvoir citer vos noms car vous êtes assez nombreux et que je crains d'oublier quelqu'un, et tous ceux avec qui je partage de gratitude, l'amitié,

l'amour et le respect.

MERADJI Hocine

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis.

A mes sœurs pour qui j'ai toujours tenu à donner le meilleur de moi-même.

A mes grands-parents, qui m'a toujours soutenu.

A mon binôme Hocine pour ces cinq années de travail pleines de souvenirs, ainsi qu'à toute sa famille que je remercie pour son hospitalité et sa gentillesse.

Je le dédie aussi à mes ami(e)s de polytechnique Tariq et d'autres pour leurs soutien et les moments inoubliables que nous avons passé tous ensemble, désolé de ne pas pouvoir citer vos noms car vous êtes assez nombreux et que je crains d'oublier quelqu'un, et tous ceux avec qui je partage de gratitude, l'amitié, l'amour et le respect.

Aux anciens hydrauliciens qui m'ont servis d'exemples.

A tous ceux qui me sont chers, et qui me portent dans leurs cœurs.

MOKHTARI OUSSAMA

ملخص

الهدف من مشروع التخرج هذا يتعلق بدراسة تقنية و إقتصادية لتصميم مأخذ مائي لمحطة تحلية مياه البحر بفوكة، و تحديدا نظام الإلتقاط الذي ينقسم إلى برج الإلتقاط الموصول بقناة توصيل أين يأتي ماء البحر بفعل الجاذبية إلى المحطة نحو حوض الإلتقاط.

كلمات مفتاحية: التَّمْوُج، تحلية الماء، ماء البحر، برج إلتقاط، حوض إلتقاط.

Résumé

Le but de ce projet de fin d'études est réaliser une étude de dimensionnement de la prise d'eau de mer de la station de dessalement de FOUKA, et principalement le système de captage qui se décompose d'une tour de captage munie d'une conduite d'amenée ou l'eau de mer arrivera à la station par gravité vers le bassin de captage.

Mots clés : La houle, Dessalement, Eau de mer, Tour de captage, Bassin de captage.

Abstract:

The purpose of this graduation project is a technical study design of sea water intake the desalination plant of Fouka, mainly the collection system that consists of a catchment tower provided a supply line or seawater that will arrive at the station by gravity.

Keyword: The swell, Desalination, Seawater, capture Tower Catchment

Nomenclature

H_s : hauteur significative de la houle

F_r : fréquence apparition de la houle

T : Periode de retour

H_{max} : hauteur maximale de la houle

$H_{Déf}$: limite de déferlement

$Q_{production}$: débit d'eau qu'on doit assurer pour la consommation

$Q_{service}$: débit des eaux de services

Q_{brute} : débit brute

$S_{entrée}$: surface d'entrée

h_{total} : hauteur total

$h_{entrée}$: hauteur d'entrée à partir du fond marin

$h_{barreaux}$: hauteur des barreaux

$h_{couvercle}$: épaisseur du couvercle

$h_{barreaux}$: hauteur des grilles

e : Epaisseur des barreaux

E : Espacement entre les barreaux

S_{poutre} : section des poutres

n : nombre des poutres

h : hauteur des poutres

l : largeur des poutres

$S_{efficace}$: surface efficace à travers les grilles

H_{houle} : hauteur de la houle au-dessous du niveau hydrographique

PEHD : polyéthylène à haute densité

d : diamètre de la tour

D : diamètre de la conduite d'amené

Φ : Diamètre du cylindre

U : Vitesse du fluide

A : Accélération du fluide

C_d : Coefficient de traîné

C_m : Coefficient de masse ajouté

ρ : Masse du fluide extérieur (eau de mer)

C_d : Coefficient de traînée

C_L : Coefficient de portance

C_m : Coefficient de force d'inertie

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite

U^* : Vitesse de la particule d'eau normale à la conduite

A_h^* : Accélération, normale à la conduite, des particules d'eau Sous l'effet de la houle

F_w : Coefficient de sécurité

μ : Coefficient de frottement conduite/sol

i : pente du canal

J : pente d'énergie

F : nombre de Froude

Y : tirant d'eau dans le canal

E : Energie spécifique

S : Section mouillée fonction du tirant d'eau

R_h : rayon hydraulique

n : Coefficient de rugosité de Manning

V_B : volume du réservoir tampon (bassin d'aspiration)

T : temps de remplissage du réservoir

b : largeur du bassin

L : longueur du bassin

H' : hauteur d'eau dans le bassin

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Résumé

Nomenclature

Introduction générale..... 1

CHAPITRE I : Le dessalement d'eau de mer

I-1- Généralités sur le dessalement2

I-2- Caractéristiques des eaux marines et saumâtres2

I-2-1- Les eaux marines.....2

I-2-2- Les eaux saumâtres.....3

I-3- Le dessalement de l'eau de mer dans le monde.....6

I-3-1- Problématique de dessalement.....6

I-3-2- Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement.....7

I-3-3- Les stations de dessalement dans le monde.....9

I-4- Le dessalement des eaux marines en Algérie.....10

I-4-1- Approvisionnement en eau potable en Algérie.....10

I-4-2- Le problème de l'eau en Algérie11

I-4-3- L'expérience Algérienne dans le dessalement.....13

I-4-4- Stations exploitées par le Ministère des ressources en eau14

I-4-5- Stations installées par la Compagnie «SONELGAZ».....14

I-4-6- Stations installées par la Compagnie «SONATRACH».....15

I-4-7- Stations installées par d'autres Compagnies16

I-4-8- Station expérimentale du Centre de Développement des
Energies Renouvelables CDER 16

I-4-9- Le programme d'urgence (2002-2003).....17

I-5- Classification des différents procédés de dessalement19

I-6- Choix d'un procédé de dessalement	20
I-7- Les étapes du traitement des eaux de mer.....	20
I-7-1- La prise d'eau de mer	21
I-7-2- Le prétraitement	26
I-7-3- Installation de dessalement	26
I-7-4- Le post-traitement	34

CHAPITRE II : Description de la station de FOUKA

II-1- Présentation de la station de Fouka.....	36
II-1-1- Localisation de la station	36
II-1-2- Installation et processus	37
II-1-3- Description du procédé	37
II-1-4- Traitement d'eau de mer.....	38
II-1-5- Description détaillée de l'usine	40
II-1-5-1- Tours de captage d'eau.....	40
II-1-5-2- Conduites de prises d'eau	40
II-1-5-3- Station de pompage d'eau brute.....	41
II-1-5-4- Filtres bicouches gravitaires	42
II-1-5-5- Filtres à cartouches	45
II-1-5-6- Osmose inverse	47
II-1-5-7- Reminéralisation	51
II-1-5-8- Station de pompage d'eau traitée	52
II-1-5-9- Laboratoire	53
II-1-5-10- Salle de contrôle	53

CHAPITRE III : Notion d'hydraulique maritime

III-1- La vie des vagues.....	54
III-2- La naissance des vagues.....	54
III-3- Action du vent sur la mer.....	54
III-4- La théorie de la houle.....	55
III-4-1- Houles régulières.....	55

III-4-1-1- Définition	55
III-4-1-2- Classification	56
III-4-1-3- Equations caractéristiques des houles régulières	56
III-4-2- Modèles de houles linéaires	60
III-4-2-3- Modèles de houles non-linéaires.....	60
III-4-2-3-1- Houle de Stokes.....	60
III-4-2-3-2 Houle de Stokes du Second ordre.....	61
III-4-2-3-3- Onde Cnoïdale.....	61
III-5- Tsunamis.....	62
III-6- Houles irrégulières et aléatoires.....	63
III-6-1- Houles Multi-Chromatiques.....	63
III-6-2- Houles aléatoires.....	64
III-6-3- Analyse statistique d'un enregistrement d'un train de vagues	65
III-7- Prévision de la houle.....	66
III-8- La déformation de la houle au cours de sa propagation	68

CHAPITRE IV : Le dimensionnement de la prise d'eau de mer

IV-1- Données de base	69
IV-1-1- Données de houle	69
IV-2- Prise d'eau en mer.....	87
IV-2-1- Dimensionnement de la tour de captage	87
IV-2-1-1- Le choix du matériau de la tour	87
IV-2-1-2- Le calcul du débit brute.....	88
IV-2-1-3- Calcul des sections	88
IV-2-1-4-Vérification dimensionnelle.....	91
IV-3- Dimensionnement des conduites d'amenées	93
IV-3-1- Choix du matériau de conduite.....	93
IV-3-2- Etude économique des matériaux de conduites	95

IV-3-2-1- Résultat de l'étude comparative des matériaux de conduite	97
IV-3-3- Le calcul technico-économique des diamètres.....	98
IV-3-4- Les pertes de charges dans les conduites d'amenées	101
IV-4- Calcul de stabilité	103
IV-4-1- Le calcul de la stabilité de la tête d'aspiration	103
IV-4-1-1- Résistance au renversement sur fond plat.....	104
IV-4-1-2- Résistance au renversement sur fond incliné.....	105
IV-4-2- Le calcul de la stabilité de la conduite d'amenée.....	105
IV-5- Le bassin de captage.....	109
IV-5-1- Généralités.....	109
IV-5-2- Les variables géométriques du bassin d'aspiration.....	109
IV-5-3- Phénomènes hydrauliques dans le bassin d'aspiration.....	110
IV-5-3-1- Les tourbillons.....	111
IV-6- Dimensionnement du bassin de captage.....	111
IV-6-1- Calcul de remous dans le canal d'amené	111
IV-6-2- Dimensionnement du bassin d'aspiration.....	116
Conclusion générale	117
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1: Principales composantes de l'eau de mer (H.Grobe, 2000).....	4
Figure I.2: Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement (émission Arte, 2010).	8
Figure I.3: Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement dans la région méditerranéenne (larecherche.fr, 2009)	9
Figure I.4: Capacité de production des différentes techniques (ADE, 2008)	13
Figure I.5: Nombre de stations pour les différentes techniques (ADE, 2008).....	13
Figure I.6: Répartition des stations monobloc (A.N.R.H, 2005).....	17
Figure I.7: Les procédés de dessalement selon différents principes	19
Figure I.8: Les procédés de dessalement selon le type d'énergie consommée.....	19
Figure I.9: Choix du procédé de dessalement selon la salinité des eaux, (PHILIPPE, 2007).....	20
Figure I.10: a)Puits côtier – b) Puits de plage à drains rayonnants (BOUGIS, 2009).	22
Figure I.11: Tranchée drainante a) parallèle à la côte – b) normale à la côte (BOUGIS, 2009).	24
Figure I.12: Prise d'eau -a) en surface -b) au fond (BOUGIS, 2009).	25
Figure I.13: Le principe de fonctionnement de l'osmose inverse (Degremont, 2010)	28
Figure I.14: principe de l'électrodialyse, (LENNTECH, 2012).....	28
Figure I.15: Distillateur à simple effet (Danis.P, 2003).....	30
Figure I.16: Schéma de principe d'un système d'évaporateurs multiples effets (MED).Danis.P 2003) .	31
Figure I.17: Principe de fonctionnement d'un système par détentes successives (MSF) à 3 étages (e-DAGUESH, 2010).	32
Figure I.18: Principe d'une unité d'évaporation simple-effet avec compression de vapeur. (Danis P. 2003)	33
Figure I.19: Principe de la distillation membranaire (DM) (Macedonio F., 2008)	33
Figure I.20: Installation Hybride (Maurel A., 2006).....	34
Figure II. 1: Photo de la station de Fouka, (Google Earth, 2010)	35
Figure II. 2: Description générale de la station de Fouka	38
Figure II. 3: Tour de captage (E. Pita, 2011)	39
Figure II. 4: Conduite en PEHD.	40
Figure II. 5: Dégrilleurs.....	41
Figure II. 6: Filtres gravitaire.	43
Figure II. 7: L'unité des filtres à cartouches, (Meradji, 2015).....	45
Figure II. 8: Membrane (vue de l'intérieur).	47
Figure II. 9: Filières d'osmose inverse.	48
Figure II. 10: Pompe HP (ZAMICHE, 2014).	49
Figure II. 11: Système de récupération d'énergie.....	49
Figure II. 12: Silos de la chaux.....	50
Figure II. 13: CO ₂ fabriqué sur site.	50
Figure II. 14: Station de pompage d'eau traitée.	51
Figure II. 15: Salle de contrôle.	52

Figure III. 1: Caractéristiques d'une houle régulière (Mihoubi, 2012).	54
Figure III. 2: Description de la variation de la vitesse et de l'accélération pour différentes phases de houle (Mihoubi, 2012).....	56
Figure III. 3: Courbe résultante de deux ondes de période d'oscillation différentes (Mihoubi, 2012). .	58
Figure III. 4: Description des différents types de houles (Mihoubi, 2012).	62
Figure III. 5: Présentation du principe de découpage de la surface libre en n périodes (Mihoubi, 2012).	63
Figure III. 6: Exemple d'un enregistrement de houle (Mihoubi, 2012).	66
Figure IV. 1: Droite de régression des houles toutes directions confondues.....	70
Figure IV. 2: Droite de régression des houles + mer de vent toutes directions confondues	71
Figure IV. 3: Les vents dominants pour la baie de Fouka.....	72
Figure IV. 4: Droite de régression des houles + mer de vent pour N 360°	74
Figure IV. 5: Droite de régression des houles + mer de vent pour NNE 30°	76
Figure IV. 6: Droite de régression des houles +mer de vent pour ENE 60°.....	78
Figure IV. 7: Droite de régression des houles +mer de vent pour NNO 330°.....	80
Figure IV. 8: Droite de régression des houles +mer de vent pour ONO 300°.....	82
Figure IV. 9: Les fréquences d'apparition de la houle+mer de vent pour toutes directions	83
Figure IV. 10: une représentation d'une tour de captage	85
Figure IV. 11: Graphe de comparaison économique entre les différents matériaux.....	96
Figure IV. 12: La résistance au renversement de la tour sur un fond plat.....	103
Figure IV. 13: La résistance au renversement de la tour sur un fond incliné	104
Figure IV. 14: Anneaux en béton	107
Figure IV. 15: Description de la courbe de remous	113
Figure IV. 16: Courbe de Remous.....	115

Liste des tableaux

Tableau I.1: Concentrations des éléments principaux pour une eau de mer de salinité de 35 ‰, (J.P.RILEY, 1965).....	3
Tableau I.2: Salinité de différentes mers fermées ou peu ouvertes (Dickson, 2007)	5
Tableau I.3: La disponibilité annuelle en eau par habitant en Algérie (ADE, 2008).....	11
Tableau I.4: Répartition des eaux de surface en Algérie, (ANRH, 2005)	12
Tableau I.5: Stations exploitées par SONELGAZ (A.N.R.H, 2015).....	14
Tableau I.6: Stations exploitées par «SONATRACH», (ADE, 2008)	15
Tableau I.7: Stations exploitées par d'autres Compagnies, (A.N.R.H, 2005)	16
Tableau I.8: Les Stations Monoblocs réalisées, (A.N.R.H, 2005).	17
Tableau I.9: Les 15 grandes Stations réalisées ou en cours de réalisation, (A.N.R.H, 2005).....	18
Tableau II. 1: Capacité de la station (Fouka, 2007)	36
Tableau II. 2: Résumé des caractéristiques des pompes (ZAMICHE, 2014).	51
Tableau III. 1: Classification et principales caractéristiques des ondes de surface (C.Ancey)	61
Tableau III. 2: Calcul de la hauteur significative en fonction des enregistrements de vagues (Mihoubi, 2012).	65
Tableau IV. 1: Les fréquences d'apparition de la houle	69
Tableau IV. 2: Les fréquences d'apparitions de la houle + mer de vent	70
Tableau IV. 3: Le calcul de la hauteur significative pour différentes périodes de retour	72
Tableau IV. 4: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (360°).....	73
Tableau IV. 5: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (360°).....	74
Tableau IV. 6: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (30°).....	75
Tableau IV. 7: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (30°).....	76
Tableau IV. 8: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (60°).....	76
Tableau IV. 9: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (60°).....	78
Tableau IV. 10: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (330°).....	79
Tableau IV. 11: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (330°).....	80
Tableau IV. 12: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (300°).....	80
Tableau IV. 13: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (300°).....	82
Tableau IV. 14: Les $H_{s\max}$ pour toutes directions et différentes périodes de retour	82
Tableau IV. 15: les hauteurs significatives pour plusieurs périodes de retour	84
Tableau IV. 16: Les hauteurs significatives cinquantennale pour chaque secteur	84
Tableau IV. 17: Les différents types de conduites	92
Tableau IV. 18: La comparaison des coûts	94
Tableau IV. 19: Le choix de diamètre technico-économique	98
Tableau IV. 20: Le choix de diamètre technico-économique décisif	99
Tableau IV. 21: Le calcul de la perte de charge pour conduite de prise d'eau : une conduite avec 100% du débit	100
Tableau IV. 22: Le calcul de la perte de charge pour conduite de prise d'eau : une conduite avec 50% du débit	101
Tableau IV. 23: Evaluation des paramètres hydrauliques	112

Tableau IV. 24: Résultats du calcul de Remous	113
Tableau IV. 25: Caractéristiques du tirant d'eau finale	115



Introduction Générale



Introduction générale

« *Que d'eau, que d'eau à perte de vue et pas une goutte à boire* ». Partout, on manque d'eau... douce.

L'eau est indispensable pour la vie mais sa disponibilité n'est pas assurée partout. La pénurie d'eau se pose et se posera dans de nombreux pays. Pourtant les réserves d'eau sur le globe terrestre sont immenses. La majeure partie de ces réserves (97,5 %) est sous forme d'eaux salines ou saumâtres et sur les 2,5 % disponibles, la plus grande partie (70 %) est sous forme de glace. Seul 0,03% de l'eau totale mondiale est de l'eau douce disponible. Le reste est souvent inaccessible : humidité du sol ou nappe profonde. Actuellement, selon les Nations Unies, un milliard de personnes vivent dans des zones où l'eau est rare.

Par ailleurs les populations ont un accès très inégal à ces ressources. La pénurie d'eau s'aggravera dans les années à venir et cette situation empirera si aucun remède n'y est apporté. Avec une personne sur six (1/6) n'ayant pas accès à l'eau potable, deux tiers (2/3) de la population en situation de stress hydrique d'ici 2025, et autant de réfugiés potentiels de la soif, et on estime que 2,5 milliards de personnes pourraient souffrir du manque d'eau en 2050 compte-tenu de l'évolution de la démographie et de l'augmentation des consommations d'eau, cela nous permet de dire que l'accès à l'eau – en tant que bien commun - apparaît aussi comme une question humanitaire et internationale. Ainsi des estimations montrent que pour la région méditerranéenne les besoins en eau dessalée s'élèveront à environ 15 millions de m³ par jour en 2025 selon Global Water Intelligence 2013.

Pour faire face à cette pénurie annoncée d'eau, de nouvelles techniques de production d'eau potable devront être mises en place pour satisfaire les besoins de la population croissante. Une des techniques prometteuses pour certains pays est le dessalement de l'eau de mer ou des eaux saumâtres.

Face à ces défis vitaux, l'Algérie s'est lancée depuis peu, mais de façon intense, dans le dessalement de l'eau de mer. Cette solution s'est imposée afin de faire face à ces besoins grandissants, mais aussi pour atténuer la pression sur les ressources locales. Par conséquent, l'Algérie s'est fixée un objectif de réaliser 13 stations de dessalement de l'eau de mer, d'une capacité de 2.260.000 m³/jour, selon l'ADE.

Le dessalement de l'eau (plus rarement dessalage) est un processus qui permet de retirer le sel de l'eau salée ou saumâtre pour la rendre potable ou l'utiliser pour l'irrigation. Ce dernier procure une solution séduisante à cette problématique (la pénurie d'eau).

La station de Fouka située dans la Wilaya de Tipaza a été partiellement réceptionnée en 2011 et connaît déjà un certain nombre de soucis d'exploitation à savoir :

- Un développement d'algues dans l'eau de mer, avec risque d'obstruction des ouvrages de captage.
- Une variation de salinité et de turbidité de l'eau brute.

Afin d'y remédier, on s'est intéressé à ces problèmes du point de vue « hydraulique » en redimensionnant une partie de la station de dessalement de Fouka, à savoir sa tour de captage, ceci a constitué l'essentiel de notre mémoire de fin d'études.

Pour mener à bien ce travail, nous avons opté pour le plan suivant :

Après une introduction générale où on a mis l'accent sur le problème de la pénurie d'eau dans le monde et en Algérie, on a consacré le premier chapitre à la problématique du dessalement d'eau de mer.

Dans le deuxième chapitre, on a présenté les principales caractéristiques de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka, sujet de notre mémoire de fin d'études.

On a fait l'inventaire des différentes équations et formulations auxquelles nous avons eu recours pour le développement et le calcul de la partie expérimentale (dimensionnement de la prise d'eau de mer).

Concernant le dernier chapitre, notre étude est menée en vue de dimensionner une partie essentielle de la station de dessalement d'eau de mer de FOUKA qui est la prise de l'eau mer.

Cette prise d'eau de mer est constituée d'une tour de prise fixée sur le fond marin, cette dernière est munie d'une conduite d'amenée qui permet de transporter l'eau brute (salée) gravitairement vers un bassin de captage où l'eau est pompée vers le prétraitement à l'aide d'une station de pompage.



CHAPITRE I :

Le dessalement d'eau de mer



I-1- Généralités sur le dessalement

Le dessalement de l'eau est un moyen d'obtenir de l'eau potable qui est de plus en plus utilisée à l'échelle planétaire. C'est un processus qui consiste à extraire le sel d'une eau salée ou d'une eau saumâtre pour la rendre potable ou utilisable pour l'industrie ou l'irrigation.

I-2- Caractéristiques des eaux marines et saumâtres

I-2-1- Les eaux marines

I-2-1-1- Les éléments principaux

Si la masse totale des sels dissous peut varier, le rapport des concentrations des différents éléments est stable. Cette constance des proportions est souvent appelée loi de Marcet ou de Dittmar [1]. Les éléments principaux, c'est-à-dire ceux qui contribuent d'une façon notable à la masse de sels dissous dans les océans, représentent 11 éléments différents. Leurs concentrations sont données par le tableau I.1.

Tableau I.1: Concentrations des éléments principaux pour une eau de mer de salinité de 35 ‰, (J.P.RILEY, 1965).

Eléments	Concentrations (mg/kg)	Eléments	Concentrations (mg/kg)
Chlorure (Cl ⁻)	19 353	Sodium (Na ⁺)	10 160
Sulfate (SO ₄ ²⁻)	2 712	Magnésium (Mg ²⁺)	1 249
Bicarbonate (HCO ₃ ⁻)	142	Calcium (Ca ²⁺)	413
Bromure (Br ⁻)	67	Potassium (K ⁺)	387
Fluorure (F ⁻)	1	Strontium (Sr ²⁺)	8
Bore	4		

I-2-1-2- Autres éléments minéraux

L'eau de mer contient de nombreux autres éléments à des concentrations beaucoup plus faibles (Figure I.1). Ces éléments, malgré leur faible concentration, ont une importance certaine dans des processus biologiques et organiques. Ils peuvent se trouver sous différentes formes (dissous, colloïdaux ou en suspension).

Un litre d'eau de mer contient entre 30 à 40 g de sels alors que les matières en suspension Représentent quelques dizaines de mg par litre (mis à part aux embouchures de certains fleuves particulièrement chargés en matériaux terrigènes). Ces particules peuvent être

finement divisées augmentant ainsi grandement les surfaces réactionnelles, ce qui peut avoir une importance notable sur les propriétés physico-chimiques de l'eau de mer. [1]

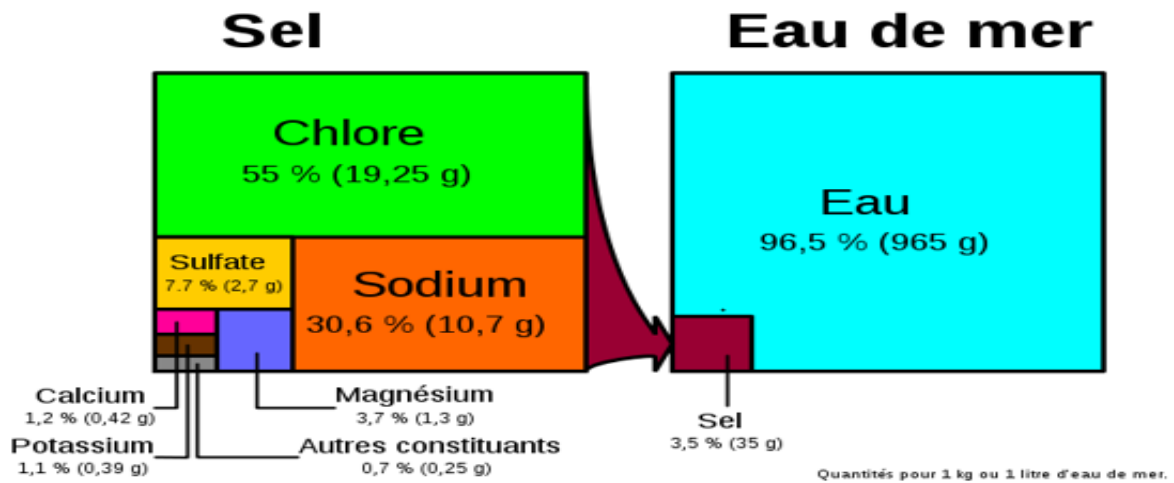


Figure I.1: Principales composantes de l'eau de mer (H.Grobe, 2000)

I-2-1-3- Matières organiques

Les basses concentrations de matières organiques dans l'eau de mer rendent leur analyse chimique très compliquée. Les composés sont difficiles à isoler car dilués dans un milieu contenant beaucoup d'autres éléments à de plus fortes concentrations. Par convention, on sépare par filtration sur des filtres de 0,5µm les matières dissoutes des matières organiques particulaires. Parmi les matières organiques dissoutes, on trouve des chlorophylles et caroténoïdes, de la vitamine B₁₂, des monosaccharides, des amino-acides. Les matières organiques particulaires sont principalement constituées d'animaux et végétaux du zooplancton (ou leurs résidus). Elles peuvent représenter de 10 à 60% de la matière en suspension. [1]

I-2-1-4- Salinité

La salinité est le caractère essentiel de l'eau de mer. La présence de sel dans l'eau modifie certaines propriétés (densité, compressibilité, point de congélation, température du maximum de densité). D'autres (viscosité, absorption de la lumière) ne sont pas influencées de manière significative. Enfin, certaines sont essentiellement déterminées par la quantité de sel dans l'eau (conductivité, pression osmotique).

Un aspect important de l'eau de mer est que si la concentration totale des sels dissous varie en fonction du lieu, la proportion des composants les plus importants reste à peu près constante.

La salinité observée dans les différents océans ou mers du globe résulte d'un équilibre entre évaporation, pluie et apports des fleuves (salinité faible) d'une part et d'échanges d'eau avec les autres mers ou océans auxquels ils sont reliés d'autre part, [3]. Elle est donc de l'ordre de 35g/l et c'est cette valeur qui est considérée comme salinité standard de l'eau de mer. Des variations plus ou moins importantes autour de cette valeur moyenne existent en fonction du

bilan précipitation-évaporation. [4]

La salinité se mesure en PSU (Practical Salinity Unit ou bien Unité de salinité), unité reposant sur la conductivité de l'eau de mer, équivalente en pour mille (‰) ou encore en g/kg. [5]

La salinité peut être très différente dans le cas des mers fermées ou peu ouvertes sur les masses océaniques comme l'illustre le tableau I.2.

Tableau I.2: Salinité de différentes mers fermées ou peu ouvertes (Dickson, 2007)

ORIGINE	SALINITE (g/l)
Mer baltique	17
Mer noire	22 à 25
Océans atlantique et pacifique	32 à 38
Mer méditerranée	37 à 40
Mer rouge- Golf Arabique	40 à 47
Mer morte	270

I-2-1-5- PH des eaux de mer

L'eau de mer est faiblement alcaline et son pH moyen est de 8.2 avec des variations entre 7 et 8,4. Les variations de pH ont une certaine analogie avec celle de l'oxygène dissous. Ceci s'explique en considérant l'activité photosynthétique de certains organismes : une forte production d'oxygène s'accompagne d'une diminution de la teneur en CO₂ et par conséquent d'une augmentation du pH ; l'oxydation de la matière organique diminue la teneur en oxygène de l'eau en produisant du CO₂ et par conséquent abaisse le pH. [4]

Dans certaines conditions comme les baies, les estuaires, le pH peut prendre des valeurs particulières. Notamment, dans des bassins isolés où il peut y avoir production d'H₂S. Le pH peut approcher des valeurs voisines de 7 ou tomber à des valeurs nettement plus acides.

Le pH des eaux de mer décroît avec une augmentation de température. Pour une eau de chlorinité de 19.5‰ et de pH= 8, une élévation de température de 1°C, entre 10°C et 20°C, diminue le pH de 0.0109. [6]

De même, une augmentation de pression de 100 bar produit une diminution du pH de l'ordre de 0.02 (pour un pH de 8.3).

I-2-1-6- Autres propriétés de l'eau de mer

a. Viscosité des eaux de mer

La viscosité décroît rapidement en fonction de la température et dépend également de la salinité. Cette dernière caractéristique est prise en compte dans l'équation suivante :

$$\eta = \eta_0 (1 + A \sqrt{C} + BC)$$

Avec :

η_0 étant la viscosité du solvant à l'état pur ;

C la concentration du soluté ;

A et B des coefficients dépendant du soluté.

Suivant la nature des ions, le coefficient B peut prendre des valeurs positives ou négatives et rendre plus ou moins fluide le solvant (les ions ayant tendance à former des ions complexes augmentent la viscosité).

b. Densités des eaux de mer

Rapport de la masse volumique de l'eau de mer à celle de l'eau distillée à une température de 4 °C. La densité des océans est en moyenne de l'ordre de 1.035 à 1.036. Elle varie avec la salinité, la température et la pression.

I-2-2- Les eaux saumâtres

On appelle eau saumâtre une eau salée non potable de salinité inférieure à celle de l'eau de mer. La plupart de ces eaux contiennent entre 1 et 10 g de sel par litre. Ce sont parfois des eaux de surface mais le plus souvent des eaux souterraines qui se sont chargées en sels en dissolvant certains sels présents dans les sols qu'elles ont traversés. Leur composition dépend donc de la nature des sols traversés et de la vitesse de circulation dans ces sols. Les principaux sels dissous sont le CaCO₃, le CaSO₄, le MgCO₃ et le Na Cl.

I-3- Le dessalement de l'eau de mer dans le monde

I-3-1- Problématique de dessalement

Les pays du pourtour méditerranéen doivent faire face à des pressions croissantes sur leurs ressources en eau. Dans certains d'entre eux (Egypte, Israël, Libye, Malte, Syrie, Gaza...), les prélèvements en eau approchent voire dépassent le niveau limite des ressources renouvelables. Les pénuries d'eau, conjoncturelles ou structurelles, sont appelées à s'aggraver. La baisse des précipitations, déjà constatée, réduit les ressources en eau mobilisables et les tensions sur ces ressources vont être exacerbées par les effets du changement climatique. Les besoins en eau douce, notamment en eau potable, vont en augmentant. Les pays arides se trouvent déjà dans une situation de rareté, avec risque d'aggravation vers la pénurie. L'augmentation des besoins est liée à la croissance

démographique, mais aussi au développement économique (industrie), et très largement dominée par le domaine agricole (irrigation, développement). La consommation domestique est d'ailleurs relativement minime (14% à l'échelle de l'ensemble des pays méditerranéens en 2005) par rapport à la consommation globale d'eau. Compte tenu de l'épuisement relatif des ressources traditionnelles, il est nécessaire que les politiques publiques de gestion de l'eau, d'une part intègrent un volet de gestion de la demande et d'autre part un volet de développement de nouvelles ressources alternatives dites « non conventionnelles » comme la réutilisation des eaux usées et le dessalement des eaux de mer ou des eaux saumâtres. En effet, le dessalement des eaux de mer ou des eaux saumâtres constitue l'une des réponses possibles pour faire face aux crises et pénuries d'eau. En Méditerranée, la production artificielle d'eau douce par dessalement d'eau de mer ou d'eau saumâtre souterraine a débuté principalement dans des situations d'isolement insulaire (Malte, Baléares, Chypre...), littorales (Libye) et désertiques (Algérie). Ces productions industrielles d'eau ont progressé régulièrement en volume et en performance. Les techniques sont aujourd'hui bien maîtrisées et en progrès, mais leur mise en œuvre requiert d'importantes quantités d'énergie, sous forme de chaleur ou d'électricité, coûteuses et sources d'émissions de gaz à effet de serre. [7]

I-3-2- Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement

Les experts du secteur du dessalement estiment que le taux de croissance du marché atteindra 22 % par an dans les 5 prochaines années. La demande en eau douce des pays en développement est l'un des principaux moteurs du marché mondial.

Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement dans le monde sont : - l'Arabie Saoudite, - les Émirats Arabes Unis, - les États-Unis, - l'Espagne,- le Koweït. Ces pays étant suivis ensuite par l'Algérie, la Chine, le Qatar, le Japon et l'Australie, qui produisent entre 2% et 4% de l'eau dessalée dans le monde (Figure I.2).

Le Moyen-Orient est le premier producteur d'eau douce : sa production cumule quelque 11 millions de mètres cubes par jour. Les pays de la région disposent d'importantes ressources en combustibles fossiles et utilisent majoritairement le procédé de vaporisation. [8]

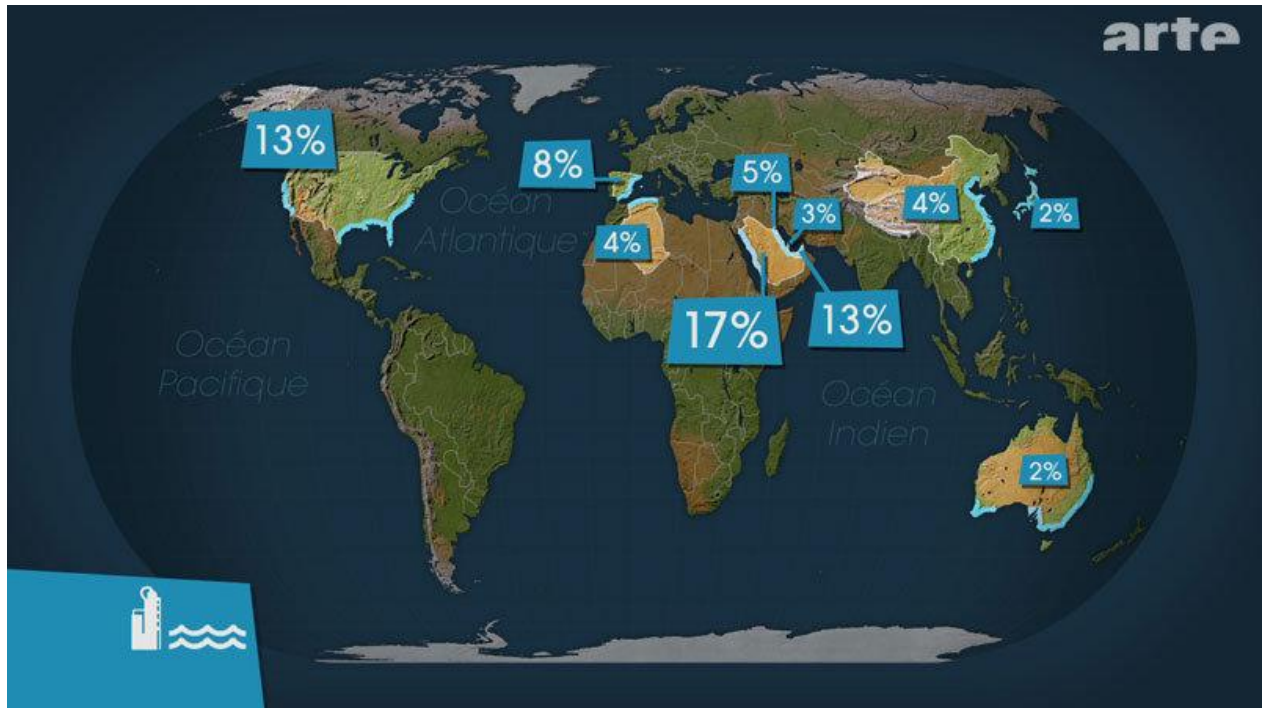


Figure I.2: Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement (émission Arte, 2010).

En Chine, Plus de la moitié des villes de la deuxième puissance mondiale est confrontée à des pénuries d'eau potable. Le pays développe de nombreuses initiatives dans le cadre de son douzième plan quinquennal pour le dessalement, qui vise à atteindre une production de 2,6 millions de mètres cubes par jour en 2015.

En Inde, Plus de 200 millions d'Indiens n'ont pas accès à l'eau potable. La demande en eau douce a été le véritable moteur du marché du dessalement, dans un pays où 85 % des usines utilisent la technologie du filtrage par membrane (osmose inverse).

Comme l'Algérie, les pays méditerranéens utilisent majoritairement l'osmose inverse pour dessaler l'eau de mer. La technique du dessalement de l'eau est répandue dans les pays arides comme ceux du Proche et Moyen-Orient, qui fournissent la moitié de la production mondiale d'eau dessalée. Dans certains pays qui ont souvent des pénuries d'eau durant les périodes chaudes, cette technique est la seule à disposition pour pouvoir se procurer de l'eau potable. (Figure I.3).

Mais les Etats-Unis, l'Australie la Chine, le Mexique ou le Chili se sont également engagés dans ce secteur.

Par le coût élevé des installations, les pays pauvres, principales victimes du manque d'eau, n'ont pas les moyens de construire des usines de dessalement, de les approvisionner et de les entretenir. Néanmoins, il est probable que dans une dizaine d'années les usines de dessalement alimenteront plus de 300 millions de personnes dans le monde.

En 2016, la capacité mondiale de production d'eau potable par dessalement devrait atteindre 126 millions de mètres cubes par jour contre 76 millions aujourd'hui. Si l'Arabie saoudite, les Émirats arabes unis, les Etats-Unis et la Chine devraient rester les leaders du marché, les

nouveaux entrants (Espagne, Algérie, Australie, Israël...), plus sensibles au coût de l'énergie, stimuleront la baisse des tarifs et les innovations. [9]

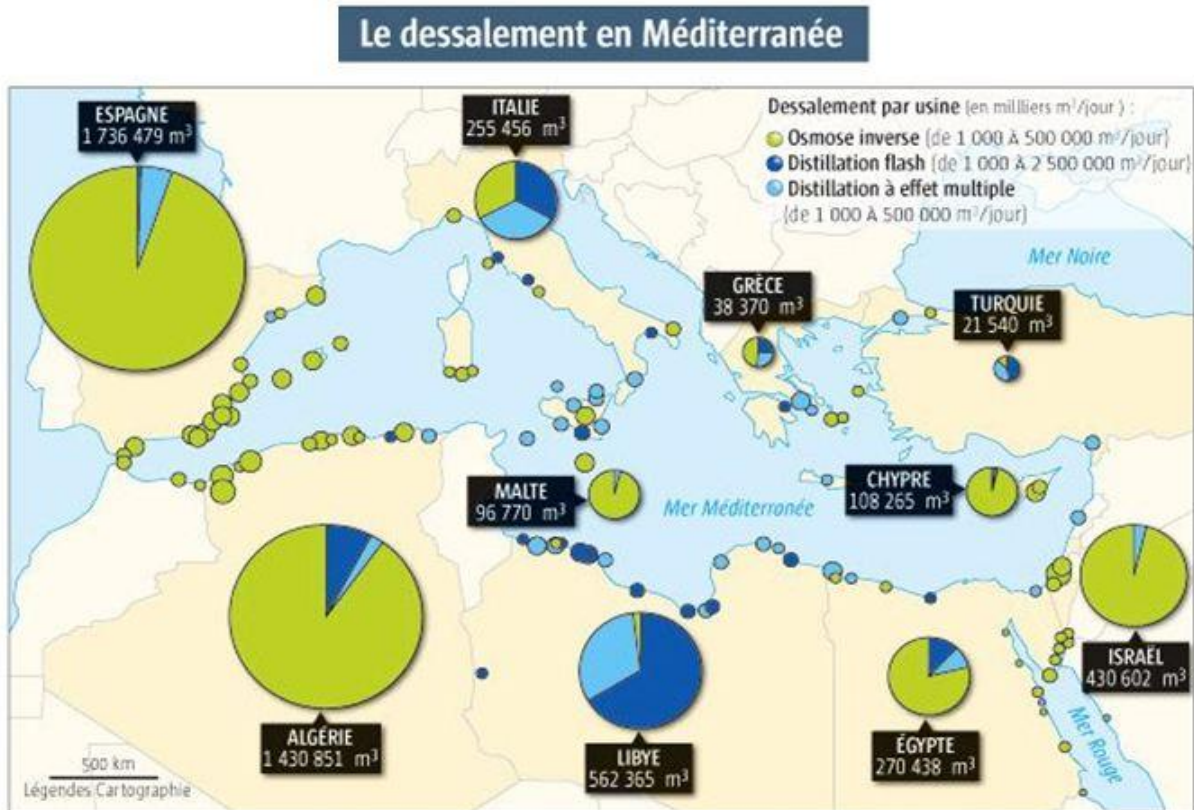


Figure I.3: Les principaux pays producteurs d'eau douce par dessalement dans la région méditerranéenne (larecherche.fr, 2009)

I-3-3- Les stations de dessalement dans le monde

Le dessalement de l'eau est en très forte croissance dans le monde. La capacité installée augmente chaque année en moyenne de plus de 10%. Cela s'explique en partie par l'abaissement significatif des coûts qui le rend de plus en plus compétitif. Sur 70 villes de plus d'un million d'habitants sans accès direct à des ressources supplémentaires en eau douce, 42 sont situées sur la côte. De plus, 39% de la population mondiale, soit 2,4 milliards d'habitants, vit à moins de 100 km de la mer. Ces deux facteurs font du dessalement des eaux de mer et des eaux saumâtres une vraie ressource alternative. Il peut constituer une solution contre la surexploitation des aquifères dans les zones côtières, une réponse à certains risques stratégiques, comme des épisodes de forte sécheresse ou des ruptures de l'alimentation en eau. Il existe même des études en cours dans des zones non arides visant à sécuriser l'alimentation de grandes villes comme Londres ou New York, grâce à des installations de dessalement auxquelles il serait fait appel pour faire face aux épisodes de sécheresse.

Aujourd'hui, plus de 15 000 unités de dessalement dans 120 pays produisent environ 40 millions de m³/j, dont les trois quarts issus de l'eau de mer et un quart des eaux saumâtres. Sur ces 40 millions, 75% sont destinés à la consommation humaine, 25% à un usage industriel ou agricole. Rappelons que la capacité mondiale de production en eau potable est de l'ordre de 500 millions de m³/j. [10]

Alors qu'en 2004, les experts estimaient que la capacité de dessalement d'eau de mer mondiale augmenterait de 100% d'ici à 2015, ces prévisions semblent aujourd'hui sous-estimées. La Chine et l'Inde pour lesquelles on prévoyait une activité de dessalement d'environ 650 000 m³/j d'ici 2015 ont déjà dépassé ces prévisions. La Chine a récemment annoncé 1 million de m³/j d'eau de mer traitée et jusqu'à 3 millions de m³/j en 2020. Au rythme actuel d'un doublement de la production tous les 10 ans, les spécialistes estiment que cette production grimpera à 50 ou 60 millions de m³/j avant 2016, et pourrait à nouveau doubler d'ici à 2025. 60% des besoins en eau douce des pays du Golfe Persique sont satisfaits par le dessalement d'eau de mer. L'Arabie Saoudite génère à elle seule 20% de la production mondiale. Mais, le dessalement ne concerne plus seulement les riches et désertiques États du Golfe, où fonctionnent les plus importantes installations. En Australie, un tiers de l'eau douce consommée par la ville de Perth provient de cette technique.

L'Espagne est au 4ème rang mondial. Dans la plupart des pays méditerranéens, on anticipe que la quantité d'eau dessalée croîtra fortement. En effet, les ressources en eau renouvelable sont limitées, mais il y a abondance d'eau salée, et d'énergie à court terme dans les pays pétroliers riches. [10]

I-4- Le dessalement des eaux marines en Algérie

I-4-1- Approvisionnement en eau potable en Algérie

L'Algérie fait partie des pays les plus pauvres en matière de potentialités hydriques, et se situe donc en dessous du seuil théorique de rareté fixé par la banque mondiale, soit 1000 m³ par habitant et par année (seuil de tension ou water stress). Si en 1962, la disponibilité annuelle en eau par habitant était de 1500 m³ elle n'était plus que 720 m³ en 1990 de 680 m³ en 1995 et de 630 m³ en 1998.

Du fait de la pression démographique, cette disponibilité ne sera plus que de 430 m³ par habitant en 2020, [11]. À cet horizon, cette disponibilité serait par bassin hydrographique comme suit, (tableau I.3).

Tableau I.3: La disponibilité annuelle en eau par habitant en Algérie (ADE, 2008)

Bassin hydrographique	Ressources (hm³)	Population (10⁶ habitants)	Disponibilité (m³/habitant)
Oranie-Chott Chergui	1400	6.3	220
chélif	2072	7.0	300
Algérois- Soumma-Hodna	5125	15.8	320
Const.-Medj.- Mellègue	5048	10.0	500
Sud	5436	4.9	1120
Total Algérie	19081	44.0	2460

I-4-2- Le problème de l'eau en Algérie

Il est dû à plusieurs facteurs, essentiellement :

a. Faiblesse des ressources en eau

✓ Les ressources en eau superficielle

Les ressources en eau sont généralement faibles et surtout extrêmement irrégulières, leur exploitation devient de plus en plus difficile dans notre pays. Leur répartition sur le territoire est inégale ; elles sont également exposées à des risques de pollution de plus en plus importants et qui compromettent l'utilisation de ces eaux dans de nombreuses régions du pays.

Les écoulements de surface avaient été estimés pendant la période coloniale à 15 milliards de m³ pour les bassins tributaires de la Méditerranée (123000 km²), c'est-à-dire sans tenir compte des bassins qui dépendent des chotts. Dans les dernières études menées dans le cadre du Plan National de l'eau par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) et de la Direction des Grands Aménagements Hydrauliques (DGAIH) et qui intègrent des années de sécheresse, les ressources en eau de surface sont évaluées à 12.4 milliards de m³ répartis par bassin hydrographique selon le tableau I.4 :

Tableau I.4: Répartition des eaux de surface en Algérie, (ANRH, 2005)

Bassin hydrographique	Oranie Chott Chergui	ChelifZahrez	Algérois Soummam Hodna	Constantinois Seybouse Mellègue	Sud	Total
Ressources pot. (hm ³ /an)	1025	1840	4380	4500	600	12,34
Pourcentage (%)	8,7	15,7	37,3	38,3	0,48	100

✓ **Les ressources en eau souterraine**

Les eaux souterraines sont généralement faibles et localisées dans le Sahara. Les lits d'oueds alimentent quelques nappes phréatiques souvent saumâtres.

Au Nord, les précipitations sont irrégulières et mal distribuées géographiquement, elles augmentent d'Ouest en Est. [11]

La mobilisation des eaux souterraines au Nord du pays a atteint son seuil maximal. L'augmentation des débits de pompage de ces eaux aura pour effets la surexploitation des nappes superficielles et la détérioration de la qualité des eaux. Cette situation pénalisera de ce fait tous les secteurs (population, industrie et agriculture).

b. Dégradation continue des ressources

La dégradation des ressources en eau commence à atteindre des proportions inquiétantes dans la région tellienne, où se trouve la plus grande partie des potentialités en eau de surface. La pollution de certains barrages, tant par les eaux usées domestiques que par des rejets industriels. [11]

c. Les périodes de sécheresse

L'Algérie connaît depuis plus d'une vingtaine d'années, une sécheresse sévère et persistante. L'année 1988/89 est à classer en tant qu'année sèche. Le déficit pluviométrique est bien remarqué à l'Ouest (notamment à Oran, Ghazaouet et Arzew). Les barrages de Beni-Bahdel et de Mafrouch se sont asséchés. Durant le mois de juin 1988, les régions du Centre et de l'Ouest ont vu un déficit pluviométrique supérieur à 50%, à l'Est, il était de 30%, durant ces deux dernières décennies. De manière Générale, la sécheresse est apparue sur la majorité des pays du bassin méditerranéen depuis le début des années 80. [11]

d. Croissance démographique

L'Algérie comptait environ 34.8 millions d'habitants en 2008, dont 41% établis dans le milieu rural. La densité moyenne est de 15 habitants/km², mais la population est fortement concentrée dans la zone côtière composée de terres agricoles plus fertiles et riches en

ressources naturelles, ainsi que dans les principales villes et pôles d'activités économiques du pays (215 habitants/km²), contre 38 habitants/km² dans la région des hauts plateaux et

7 habitants/km² dans le sud. [11]

I-4-3- L'expérience Algérienne dans le dessalement

La variante du dessalement de l'eau s'avère la solution convenable : le pays dispose de 1440 km de côtes sur la mer méditerranée. La première installation de dessalement remonte à l'année 1964 à Arzew, d'une capacité de 576 m³/j travaillant en Multiples effets. L'installation de l'usine de Mostaganem en 1980 a été la plus grande du monde à cette époque, produisant environ 57 600 m³/j.

Le nombre de stations de dessalement installées à ce jour est de 56 stations ayant une capacité totale de 146.000 m³ /j environ. Les techniques de dessalement qui ont été adoptées sont très diversifiées ; pratiquement tous les procédés membranaires et de distillation (figure I.4).

Sur les 56 stations réalisées, 22 fonctionnent par la technique d'osmose inverse et produisent plus de 60% de la capacité totale installée, 12 fonctionnent par la technique d'échange d'ions, 9 stations par l'électrodialyse, 3 stations par MFS, 3 stations par Multiples effets (figure I.5).

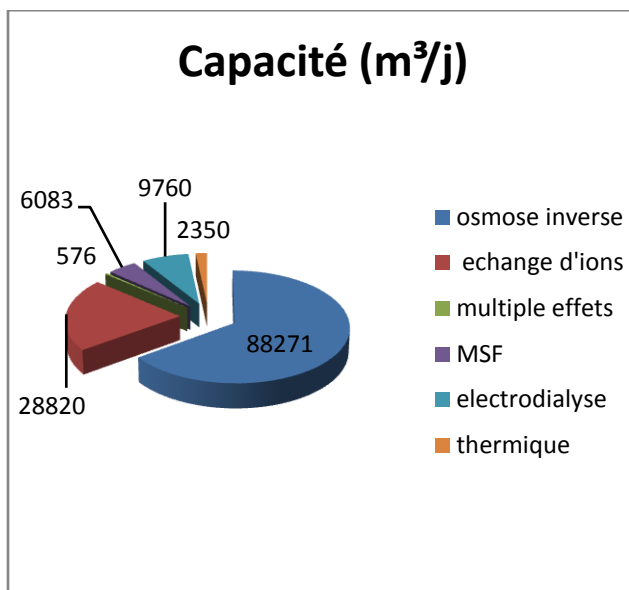


Figure I.4: Capacité de production des différentes techniques (ADE, 2008)

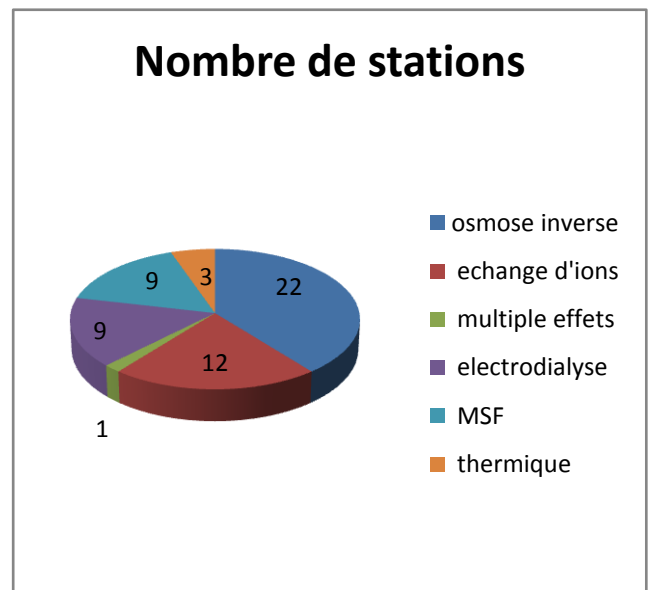


Figure I.5: Nombre de stations pour les différentes techniques (ADE, 2008)

Divers organismes interviennent dans la construction des stations de dessalement (tutelle et exploitation): Ministère des ressources en eau (représenté par l'Algérienne Des Eaux ADE), SONATRACH (la Compagnie nationale pétrolière), SONELGAZ (la Compagnie nationale de l'électricité et du gaz), la Compagnie nationale « l'Algérienne de l'Energie

AEC » (créé récemment entre SONATRACH et SONELGAZ), la société privée Tongo, etc, [11].

I-4-4- Stations exploitées par le Ministère des ressources en eau

Pour l'alimentation en eau potable, deux installations seulement ont été réalisées pour le dessalement des eaux saumâtre :

- L'installation de l'Ouenza dans la wilaya de Guelma, type Osmose Inverse et d'une capacité de production de 3 360 m³/j
- L'installation de Ouled Djellal, type électrodialyse et dont la capacité de production est de 4 320 m³/J ; mise en service en 1981.[11]

I-4-5- Stations installées par la Compagnie «SONELGAZ»

Pour des besoins de production d'énergie électrique et compte tenu de l'insuffisance et de la qualité des eaux distribuées dans les réseaux d'AEP, SONELGAZ a doté chacune de ces nouvelles centrales à vapeur, d'unité de dessalement d'eau de mer pour produire de l'eau nécessaire à l'appoint des chaudières (tableau I.5)

Tableau I.5: Stations exploitées par SONELGAZ (A.N.R.H, 2015)

Centrale	Capacité (m ³ /j)	Technique	Année d'installation
Mers el Hadjadj	1500	Thermo compression	1977
Mers el Hadjadj	2000	MSF	1991
Mers el Hadjadj	500	Thermo compression	1989
Cap Djinet	2000	MSF	1985
Jijel	2000	MSF	1992
Jijel	500	Osmose inverse	1992

I-4-6- Stations installées par la Compagnie «SONATRACH»

A l'époque de l'inauguration de la station de Mostaganem par la Compagnie citée plus haut, dont la capacité est de 57 600 m³/j, cette dernière a été la plus importante du monde.

- La plus grande expérience dans le domaine de dessalement, ainsi que le plus grand nombre de stations installées revient à la Compagnie «SONATRACH», 31 centrales ont été construites pendant 18ans : de 1964 à 1982 (tableau I.6). C'est l'équivalent de 107 401m³/j produits par les différentes techniques, et dont la qualité de l'eau d'alimentation a été très

diversifiée (eau de mer, eau chargée de barrage, eau saumâtre souterraine). [11]

Tableau I.6: Stations exploitées par «SONATRACH», (ADE, 2008)

Centrale	Capacité m3/j	Technique	Mise en service
Arzew	576	Multi effets	1964
Arzew	4560	MSF	1969
Skikda 1	2500	MSF	1971
Skikda 2	2500	MSF	1971
Skikda 3	5000	Echangeurs d'ions	1971
Annaba	960	Echangeurs d'ions	1971
Annaba	3600	Echangeurs d'ions	1973
Ghazaouat	840	Echangeurs d'ions	1974
Arzew	3888	Electrodialyse	1975
Arzew	960	Echangeurs d'ions	1975
Hassi Messaoud	1000	Electrodialyse	1975
Hassi Messaoud	110	Electrodialyse	1976
GassiTouil	55	Electrodialyse	1977
Arzew	350	Thermo-compression	1978
Annaba	14180	MSF	1978
Hassi Messaoud	350	Electrodialyse	1978
Bel Abbes	1500	Echangeurs d'ions	1978
HaoudBerkaoui	55	Electrodialyse	1979
Hassi Messaoud	300	Electrodialyse	1979
Rhourd El Baguel	25	Electrodialyse	1979
Arzew	960	MSF	1979
Annaba	144	Echangeurs d'ions	1979
Annaba	576	Echangeurs d'ions	1979
Bassi-Rmel	792	Osmose d'inverse	1979

Annaba	6240	Echangeurs d'ions	1980
Ghardaia	960	Osmose d'inverse	1980
Arzew	960	MSF	1980
Mostaganem	57600	Osmose d'inverse	1980
Rhourd El Baguel	300	Electrodialyse	1981
Annaba	1800	Echangeurs d'ions	1981
Reghaia	160	Echangeurs d'ions	1982

I-4-7- Stations installées par d'autres Compagnies

Des petites stations sont aussi construites par des Compagnies du secteur économique privé pour répondre aux besoins de la production, comme la station construite par la Compagnie Tongo à Rouïba –Alger (production de boissons alcoolisées), donnant un débit de 1500 m³/j (tableau I.7).

Tableau I.7: Stations exploitées par d'autres Compagnies, (A.N.R.H, 2005)

Campanie	Localité	Capacité (m ³ /j)	Technique	Réalisée par	Année d'installation
Tongo	Rouïba	1500	Échangeur d'ions	Chriwa : Allemagne	2000

I-4-8- Station expérimentale du Centre de Développement des Energies Renouvelables CDER

- C'est la Station de Hassi-khebbi (Béchar): d'une capacité de 20,4m³/j dont le procédé est l'osmose inverse, et fonctionnant à l'énergie solaire. Cette station est destinée au dessalement des eaux saumâtres souterraines dont la salinité est de 3,5g/l afin d'alimenter en eau potable la localité de Hassi Khebbi comptant 800 Habitants. La station a une configuration permettant de travailler à un taux de conversion de 31% sous une pression de 12 bars. Cette installation dont la date de mise en œuvre remonte à 1975, se trouve actuellement à l'arrêt à cause des problèmes d'entretien. .[11]

I-4-9- Le programme d'urgence (2002-2003)

Le programme de dessalement annoncé au début de l'année 2002 a prévu la construction de 21 petites stations mobiles monoblocs, d'une capacité totale de 57500m³/j. Celles-ci ont été réalisées, dans le cadre d'un programme d'urgence, dans sept wilayas de la bande côtière. Deux grands opérateurs ont un quasi-monopole d'intervention en matière de réalisation de ces usines, il s'agit de l'Algérienne des eaux(ADE) et l'Algerian Energie Company (AEC) dont SONATRACH et SONALGAZ se partagent la propriété des actions.

I-4-9-1- Les Stations Monoblocs réalisées

Les stations monoblocs réalisées sont consignées dans le tableau I.8

Tableau I.8: Les Stations Monoblocs réalisées, (A.N.R.H, 2005).

Wilaya	Site	Commune	Capacité m ³ /j	Population à servir
Alger	Palm Beach	Staoueli	2 500	16 660
Alger	Champ de tir	Zéralda	5 000	33 330
Tlemcen	Ghazaouet	Ghazaouet	5 000	33 330
Tipaza	Bou Ismail	Bou Ismail	5 000	33 330
Skikda	L.BenMhidi	L.BenMhidi	7 000	47 000
Tizi Ouzou	Tigzirt	Tigzirt	2 500	16 660
Oran	Bou Sfer	Bou Sfer	5 500	33 330
Oran	Les Dunes	Ain Turk	5 000	33 330
Alger	La Fontaine	Ain Benian	5 000	33 330
A.Temouchent	Bou Zdjer	Bou Zdjer	5 000	33 330
A.Temouchent	Chatt el Ward	Bou Zdjer	5 000	33 330

La répartition de ces stations monoblocs dans la bande côtière est représentée dans la figure I.6 :

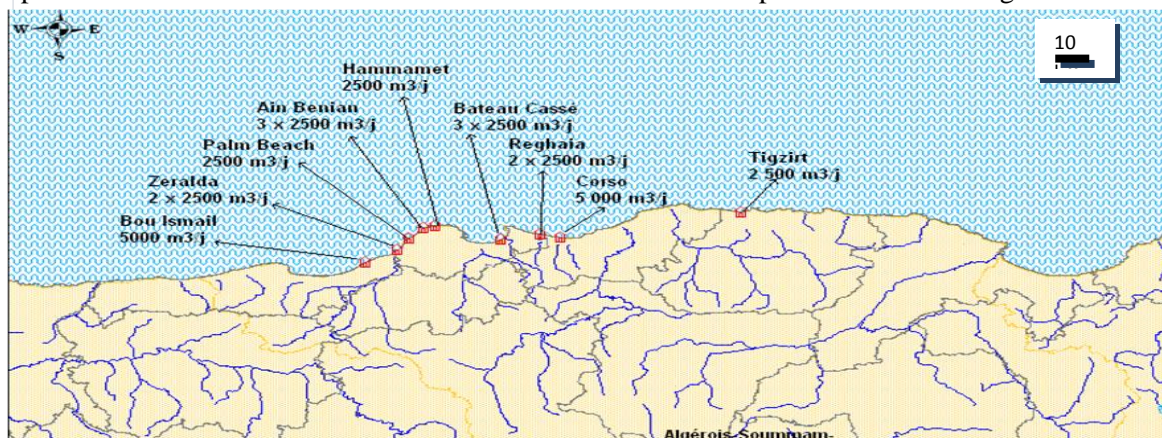


Figure I.6: Répartition des stations monobloc (A.N.R.H, 2005)

I-4-9-2- Programme de réalisation des usines de dessalement

L'objectif est la réalisation de 43 usines de dessalement opérationnelles d'ici 2019. Quinze grandes stations sont en cours de réalisation, certaines ont déjà été réceptionnées, leurs capacité de production dépassent les deux millions de m³/j (tableau I.9).

Tableau I.9: Les 15 grandes Stations réalisées ou en cours de réalisation, (A.N.R.H, 2005).

Localité	Capacité (10 ³ m ³ /j)	Date de mise en service
Kahram	90	Novembre 2005
Skikda	100	Juin 2008
Hamma (Alger)	200	Février 2008
Beni Saf (A.Timouchent)	200	2010-2011
Fouka (Tipaza)	120	2010-2011
Souk Telta (Tlemcen)	200	2010-2011
Magtaa (Oran)	500	Phase commissioning
Mostaganem	200	2011
Oued Sebt (Tipaza)	100	En cour de construction
Cap Djinet (Boumerdes)	100	2011
Tenes (Chelef)	200	En cour de construction
Honaine	200	2011
El Kala(El Taref)	50	2011
Djijel	100	En cour de construction
Bejaia	100	En cour de construction
Total : 15 Stations	2460	

I-5- Classification des différents procédés de dessalement

On peut classer les méthodes de dessalement en fonction des procédés utilisés, soient :

- Les procédés qui font intervenir un changement de phase (distillation et congélation) ;
- Les procédés qui utilisent des membranes (électrodialyse et osmose inverse) ;

- Les procédés qui agissent sur les liaisons chimiques (échange d'ions et extraction par solvant sélectif).

Ces procédés peuvent être classés plus précisément, soit :

A) Selon le principe sur lequel ils se basent (figure I.7)

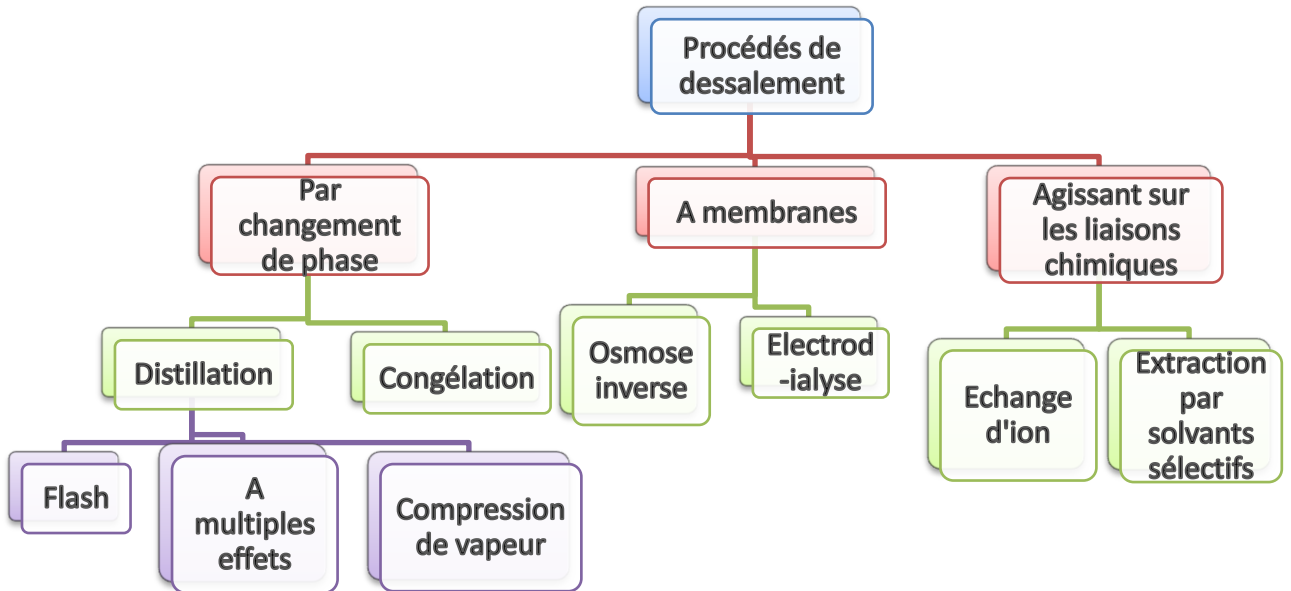


Figure I.7: Les procédés de dessalement selon différents principes

B) Selon le type d'énergie consommée (figure I.8)

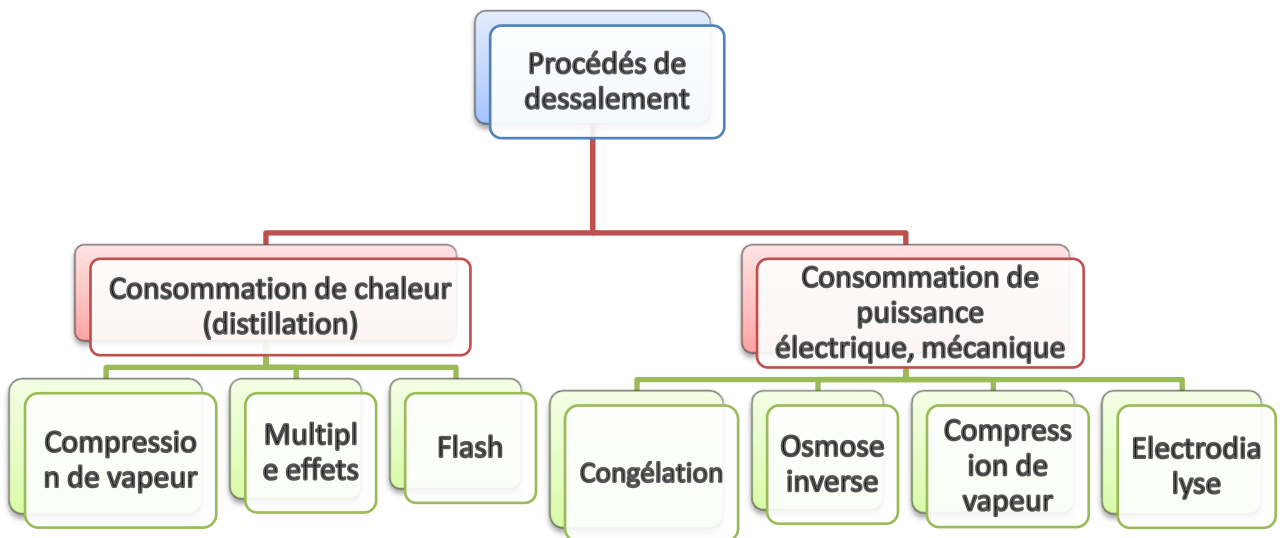


Figure I.8: Les procédés de dessalement selon le type d'énergie consommée

I-6- Choix d'un procédé de dessalement

Pour le choix d'un procédé de dessalement, plusieurs critères techniques et économiques rentrent en jeu (Figure I.9). Pour les eaux saumâtres, l'osmose inverse est le procédé généralement retenu, alors que pour les eaux de mer, ce sont d'abord la nature et le coût qui orientent le choix vers une technologie plutôt que pour une autre et en tenant compte la minéralisation de l'eau. [12]

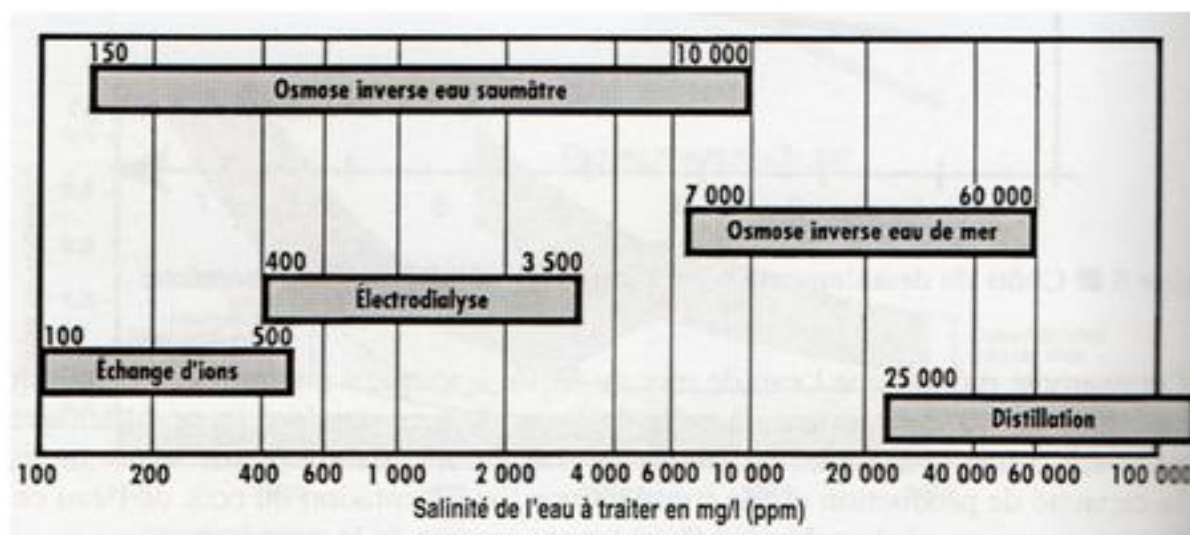


Figure I.9: Choix du procédé de dessalement selon la salinité des eaux, (PHILIPPE, 2007)

I-7- Les étapes du traitement des eaux de mer

Quel que soit le procédé de séparation du sel et de l'eau envisagé, toutes les installations de dessalement comportent ces étapes :

- Une prise d'eau de mer avec une pompe et une filtration grossière,
- Un prétraitement avec une filtration plus fine, l'addition de composés biocides et de produits anti-tarte,
- Le procédé de dessalement lui-même,
- Le post-traitement avec une éventuelle reminéralisation de l'eau produite.

I-7-1- La prise d'eau de mer

Il existe trois grandes familles de méthodes pour prélever de l'eau de mer brute. Elles présentent des sous-familles qui se déclinent en variantes selon des critères secondaires (particularités des sites, procédés technologiques, ...). Nous retiendrons :

- a) les prises d'eau par des puits de captage côtiers,
- b) les prises d'eau par infiltration sous les plages ou sous le fond marin,
- c) les prises d'eau directes en mer ouverte, en surface ou au fond.

Malgré une transition continue, les notions de puits côtiers et maritimes sont distinctes :

- Les premiers sont suffisamment loin de la mer pour être mis en œuvre sans travaux maritimes et dépendent des propriétés hydrogéologiques du sol à l'échelle du site.
- Les seconds, situés sur la plage ou dans les petits fonds, nécessitent des travaux maritimes et ne dépendent que localement des propriétés géotechniques du sol. [13]

Le choix d'une solution doit être analysé à la lumière de nombreux critères :

a) Critères physiques d'alimentation (importance et permanence du débit d'eau, souplesse d'adaptation du débit de la prise d'eau à celui demandé par l'usine de dessalement, distance entre la prise d'eau et l'usine de dessalement, ...).

b) Critères de qualité de l'eau brute obtenue (constance des propriétés physiques : température, salinité, masse volumique, ...), qualité mécanique (absence de végétaux, d'animaux, de larves, d'œufs, de zooplancton, de phytoplancton, de particules minérales ou de débris organiques en suspension, ...), qualité physico-chimique et biologique (absence de graisses, d'hydrocarbures, de colloïdes, de substances chimiques dissoutes ou en suspension, métaux lourds, micro-organismes, turbidité, ...), importance des prétraitements nécessaires en fonction du procédé de dessalement retenu.

c) Caractéristiques physiques offertes par le site du projet : géographiques, hydrogéologiques, géotechniques, hydrodynamiques, énergétiques, accessibilité, etc.

d) Critères environnementaux : accès à la côte, transit sédimentaire, caractéristiques géologiques du sol, salinité et température du concentrât, impacts sur le milieu humain et sur le milieu naturel terrestre et marin (physique, faune, flore, paysage, ...), possibilités administratives d'accès à la côte (zones protégées, autorisations, ...).

e) Critères économiques : coûts d'investissement, coûts d'entretien et de maintenance, coûts de filtration et de prétraitements de l'eau brute.

I-7-1-1- Captage par puits côtiers

Les puits de captage côtiers sont semblables aux puits de captage terrestres dans les nappes phréatiques, mais sont forés sur la frange littorale à des profondeurs suffisantes pour permettre une venue d'eau de mer ou saumâtre par infiltrations à travers le sol. [14] (voir figure I.10 a).

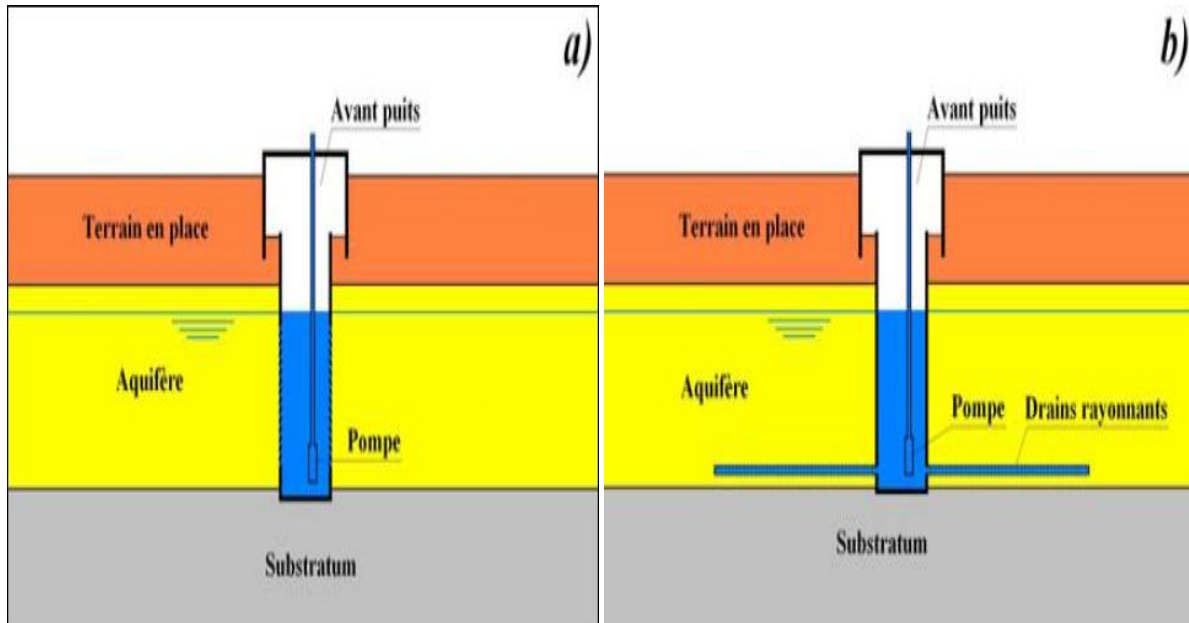


Figure I.10: a) Puits côtier – b) Puits de plage à drains rayonnants (BOUGIS, 2009).

Ce type de captage présente les avantages suivants :

- a) Il fournit une eau très bien adaptée au dessalement par osmose inverse : pas de matières en suspension ni d'algues, faible indice de colmatage ($IC \sim 2$), faible concentration en matières organiques ($COT < 1 \text{ mg/l}$).
- b) Il permet de limiter et de simplifier les prétraitements.
- c) Il peut être utilisé dans les zones côtières inhospitalières constituées de falaises ou de platiers rocheux battus par une agitation importante et permanente.
- d) Il est insensible au transit sédimentaire.

Il présente toutefois des inconvénients :

- a) Il ne fournit que de faibles débits (risques de colmatage du sol et de dénoyage du puits si la vitesse de filtration est trop importante), de l'ordre de 10 à 50 l/s, par puits qui doivent être séparés de plusieurs centaines de mètres pour éviter les interférences entre leurs rabattements de la nappe salée.
- b) Possibilité d'interactions entre la nappe salée et la nappe d'eau douce qui coule vers la mer (constance de la salinité nécessaire au bon rendement de l'installation).
- c) Nécessité d'investigations géologiques et hydrogéologiques poussées.
- d) Nécessité du suivi des caractéristiques physiques, chimiques et biologiques de l'eau.

I-7-1-2- Captage par infiltration sous les plages ou sous le fond marin

L'eau de mer peut être captée sous une plage ou une avant plage par des puits maritimes, des tranchées drainantes, des drains forcés ou forés ou des champs drainants. [14]

- *Puits maritimes*

Les puits maritimes sont semblables à des puits côtiers, mais ils sont directement forés dans l'aquifère d'eau de mer ou dans le biseau salé, en haut de plage, sur la plage ou dans les petits fonds. Leur drainage peut être amélioré avec des drains horizontaux rayonnants dont la longueur est généralement de l'ordre de quelques diamètres (5 à 20) du puits (puits Ranney) (voir figure I.10.b). Ce type de captage présente les avantages suivants :

- Il fournit une eau de très bonne qualité qui peut être comparable à celle des puits côtiers selon l'épaisseur des terrains traversés et la vitesse de filtration.
- Il fournit des débits plus importants que les puits côtiers (plus grande perméabilité du sol), de l'ordre de 50 à 300 l/s, par puits qui doivent être séparés de 100 à 150 m pour éviter les interférences entre leurs rabattements de la nappe salée.
- Pas d'interaction entre la nappe salée et la nappe d'eau douce.
- Les puits maritimes nécessitent une profondeur moindre que les puits côtiers.

Il présente toutefois des inconvénients :

- Il nécessite un accès à la plage pour la construction et l'exploitation (travaux maritimes), ce qui rend difficile son utilisation sur les côtes à falaises.
- Il peut devenir sensible au transit sédimentaire si les vitesses de filtration sont suffisantes pour engendrer un engraissement significatif de la plage.
- Il nécessite des investigations géologiques et hydrogéologiques poussées

- *Tranchées drainantes*

Le captage se fait par une conduite perforée ensouillée au-dessous du niveau des plus basses mers, dans une tranchée au milieu d'un lit de graviers ou de ballast entouré d'un filtre géotextile. La conduite perforée est reliée par une conduite étanche à un puits qui se remplit d'eau de mer sous l'effet de la gravité. Le drain peut être protégé contre les affouillements (zone de déferlement) en l'enfouissant plus profondément. Les graviers sont alors recouverts d'une couche de sable filtrant et d'une protection perméable de type "rip-rap". [14]

- Tranchée parallèle au trait de côte sous la plage (voir figure I.11.a) : L'eau de mer s'infiltré dans le drain par le côté et partiellement par-dessus et par-dessous. La section du lit de graviers peut être plus haute que large.
- Tranchée normale au trait de côte sous l'avant plage (voir figure I.11.b) : L'eau de mer s'infiltré dans le drain essentiellement par le dessus. La tranchée est donc recouverte, soit

avec les matériaux d'origine si leurs qualités filtrantes sont satisfaisantes, soit avec des matériaux d'apport de plus grande perméabilité.

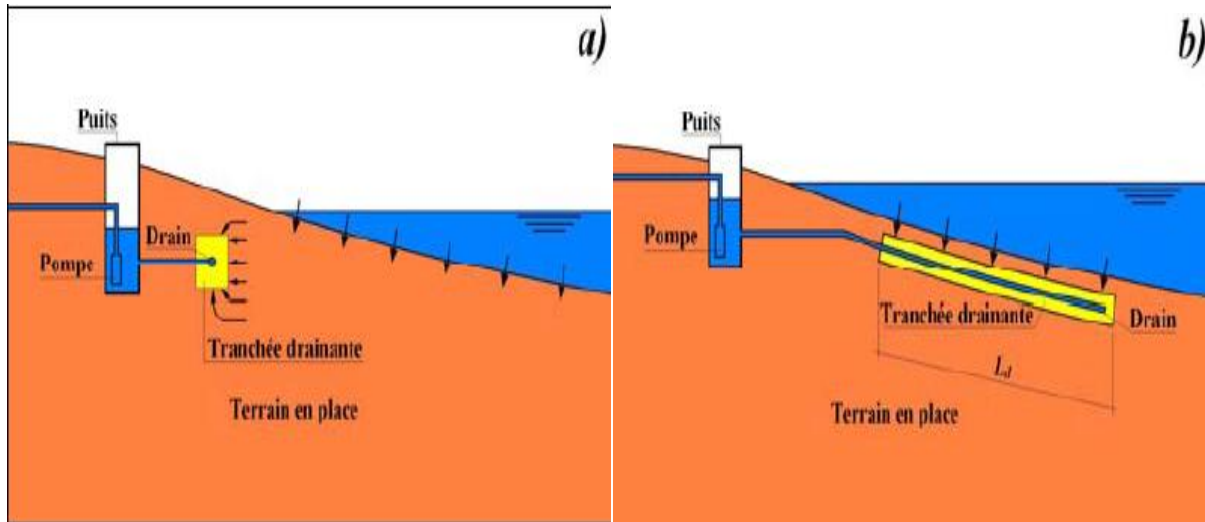


Figure I.11: Tranchée drainante a) parallèle à la côte – b) normale à la côte (BOUGIS, 2009).

- *Drains forcés ou forés subhorizontaux*

Une variante de la tranchée normale au trait de côte consiste à foncer (terrains meubles) ou à forer (terrains durs fracturés) un drain sous la mer. La longueur du drain permet d'ajuster le débit en fonction des caractéristiques du sol. Cette technique, de type forage dirigé, permet d'aller loin sous la mer sans altérer l'intégrité des fonds marins.

- *Champs drainants*

L'installation de plusieurs drains, parallèles ou convergents, en tranchées drainantes ou par forages dirigés, permet de limiter l'éloignement vers le large. En filtration semi lente (0.2 à 0.6 m/h), un champ drainant peut fournir un débit surfacique de 0.06 à 0.18 l/s/m². La première usine de dessalement alimentée par un champ drainant est celle de Fukuoka au Japon – 2005 : 2 ha pour 1.2 m³/s d'eau de mer ; soit 0.06 l/s/m².

I-7-1-3- Prises d'eau de mer directes

- *Prise d'eau par canal d'amenée*

Plus le débit de la prise d'eau de mer est important et moins les pertes de charge sont acceptables. Une prise d'eau par un canal à la côte s'impose donc pour les très gros débits. [14]

- *Prise d'eau par des puits immergés*

La filtration en bassin consiste à capter l'eau à travers une grille grossière (10 à 20 cm) pour retenir les corps solides pouvant obstruer ou endommager la conduite. Il n'est pas possible d'installer une pompe sur la conduite et l'eau doit être amenée par un siphon (gravitaire ou à

dépression) dans un bassin de pompage où elle est filtrée. Ce procédé est généralement adopté pour les gros débits (quelques m^3/s à quelques dizaines de m^3/s), par exemple pour le refroidissement des centrales électriques moyennes. [14]

a) *Prise d'eau en surface par des conduites* : La conduite est supportée par un ouvrage (passerelle dédiée (wharf), corps de digue ou de jetée, épi, ...). Munie d'un dispositif d'amorçage sous vide, elle plonge sous la surface libre et aspire l'eau à travers une tulipe conçue pour éviter les vortex et, dans le cas de prises peu immergées, la dépression de la surface libre. (Voir figure I.12.a). La tulipe est protégée par des grilles.

b) *Prise d'eau profonde par des galeries ou des conduites* : L'eau est amenée au moyen d'une galerie forée ou d'une conduite ensouillée dans la zone de déferlement, puis posée au fond et lestée ou ancrée au-delà. L'eau est aspirée à travers une tulipe ou un puits muni de grilles (voir figure I.12.b).

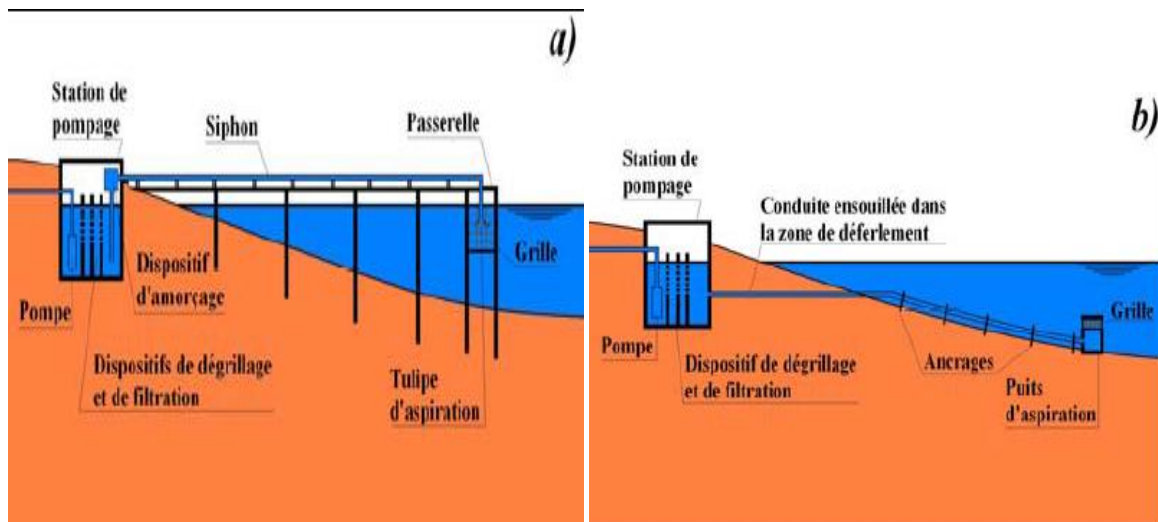


Figure I.12: Prise d'eau -a) en surface -b) au fond (BOUGIS, 2009).

- *Prise d'eau à crépines*

La filtration à la prise consiste à prendre l'eau à travers une crépine dont le diamètre des mailles va de quelques dizaines de μm à quelques mm. Cette filtration permet l'installation d'une pompe directement sur la conduite d'aspiration sans l'exposer (détérioration par les corps solides et les poissons, abrasion par les particules fines, ...). Ce procédé est généralement réservé aux faibles débits et aux débits moyens (de quelques m^3/h à quelques centaines de m^3/h). Un nettoyage périodique de la crépine est nécessaire (soufflage d'eau ou d'air comprimé, intervention en mer). [14]

a) *Prise d'eau à crépine en surface* : Le principe est le même que précédemment, mais la tulipe est remplacée par une crépine, verticale ou horizontale, installée à proximité de la surface libre. La pompe est située sur la conduite, soit à terre, soit l'extrémité de la passerelle pour refouler l'eau sur la presque totalité de la longueur de la conduite ; l'électricité doit alors être amenée sur la passerelle. L'utilisation de pompes immergées complique la maintenance et l'entretien pour des installations difficilement accessibles.

b) *Prise d'eau à crépine au fond* : Le principe est le même que précédemment, mais l'eau est aspirée à travers une crépine installée au-dessus du fond et protégée par une bâche ou par une grille. La station de pompage est située à terre à une altitude voisine du niveau des plus basses mers. L'eau est aspirée dans la conduite et refoulée ensuite vers des installations situées à des niveaux plus élevés. Pour des pertes de charge pas trop importantes, la venue d'eau peut être gravitaire jusqu'à la station de pompage.

I-7-2- Le prétraitement

1) Chloration : bloque de la prolifération des organismes vivants et évite l'obstruction des conduites.

2) Filtration : Protège les pompes et assure le bon fonctionnement des pulvérisateurs.

3) Antitartre : La distillation favorise la précipitation du carbonate et du calcium qui se dépose sur la paroi des échangeurs et réduit le transfert de chaleur.

I-7-3- Installation de dessalement

I-7-3-1- Les principales technologies de dessalement des eaux

Les technologies actuelles de dessalement des eaux sont classées en deux catégories, selon le principe appliqué :

- Les procédés thermiques faisant intervenir un changement de phases : la congélation et la distillation (la plus classique, consiste – en simplifiant – à chauffer l'eau, récupérer la vapeur qui a perdu son sel, et la retransformer en eau, qui est alors douce).

- Les procédés utilisant des membranes: l'osmose inverse et l'électrodialyse (cette solution est plus technique et consiste à séparer l'eau et le sel, en utilisant des membranes filtrantes).

Parmi les procédés précités, la distillation et l'osmose inverse sont des technologies dont les performances ont été prouvées pour le dessalement d'eau de mer. En effet, ces deux procédés sont les plus commercialisés dans le marché mondial du dessalement. Les autres techniques n'ont pas connu un développement important dans le domaine à cause de problèmes liés généralement à la consommation d'énergie et/ou à l'importance des investissements qu'ils requièrent.

Le coût énergétique du dessalement varie du simple au double selon le procédé utilisé, il reste trop élevé dans tous les cas.

L'évaporation par distillation consomme jusqu'à deux fois plus d'énergie que la plus moderne, la séparation par membrane ou osmose inverse. [12]

Les procédés de distillation représentent toujours 90 % de la production d'eau dessalée dans la région du Golfe. Dans le reste du monde, où l'on est en général beaucoup plus sensible au coût de l'énergie, c'est la technologie de l'osmose inverse qui l'emporte. Ainsi, sur le pourtour

méditerranéen, 76 % de la production totale 4,2 millions de mètres cubes par jour est assurée par des installations d'osmose inverse, soit en Espagne, en Algérie ainsi que dans certaines grandes îles. [15]

I-7-3-1-1- Les procédés membranaires

A. L'osmose inverse

Pourquoi l'osmose inversée ? L'eau contient des minéraux inorganiques et des substances pouvant modifier le goût et l'odeur de l'eau. L'eau a comme fonction primaire d'hydrater et non de nous fournir des minéraux.

L'osmose inverse est un système de purification de l'eau contenant des matières en solution par un système de filtrage très fin qui ne laisse passer que les molécules d'eau.

L'osmose inverse est donc un procédé de séparation de l'eau et des sels dissous au moyen de membranes semi-perméables sous l'action de la pression (54 à 80 bars pour le traitement de l'eau de mer). Ce procédé fonctionne à température ambiante et n'implique pas de changement de phase. Les membranes polymères utilisées laissent passer les molécules d'eau et ne laissent pas passer les particules, les sels dissous, les molécules organiques de 7-10mm de taille.

On peut aussi définir l'osmose inverse come suit :

Pour dessaler l'eau de mer, on doit créer un flux à travers une membrane, qui entrainerait l'eau du côté salé vers le côté non salé. Pour atteindre ceci, on doit appliquer une pression au dessus de la colonne d'eau salée, pour contre-balancer la pression osmotique naturelle et pour pousser l'eau à travers la membrane. La pression appliquée doit donc être supérieure à la pression osmotique. Pour le dessalement d'eau de mer, la pression doit être d'environ 54-80 bars. [16]

✓ Principe de l'osmose inverse

On appelle osmose le transfert de solvant (eau dans la plupart des cas) à travers une membrane semi-perméable sous l'action d'un gradient de concentration.

Soit un système à deux compartiments séparés par une membrane semi-perméable et contenant deux solutions de concentrations différentes. Le phénomène **d'osmose** va se traduire par un écoulement d'eau dirigé de la solution diluée vers la solution concentrée. Si l'on essaie d'empêcher ce flux d'eau en appliquant une pression sur la solution concentrée, la quantité d'eau transférée par osmose va diminuer. Il arrivera un moment où la pression appliquée sera telle que le flux d'eau s'annulera. Si, pour simplifier, nous supposons que la solution diluée est de l'eau pure, cette pression d'équilibre est appelée **pression osmotique** (Figure I.13).

Une augmentation de la pression au delà de la pression osmotique va se traduire par un flux d'eau dirigé en sens inverse du flux osmotique, c'est-à-dire de la solution concentrée vers la solution diluée : c'est le phénomène **d'osmose inverse**. [16]

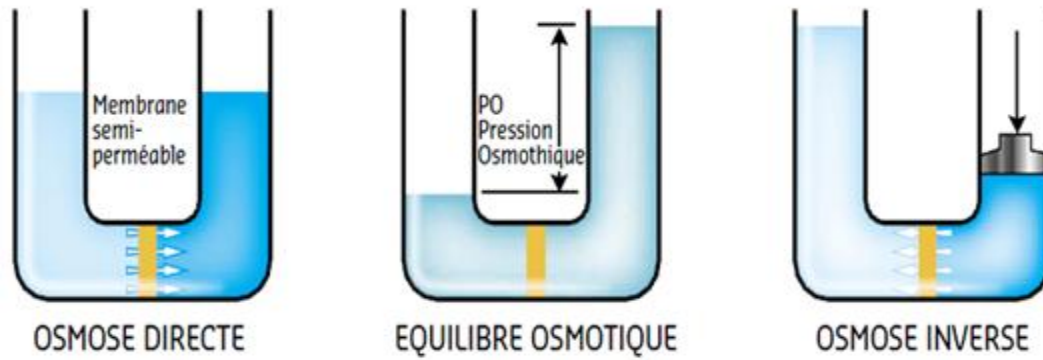


Figure I.13: Le principe de fonctionnement de l’osmose inverse (Degremont, 2010)

B. L’Electrodialyse

✓ **Principe et application**

L’électrodialyse est une technique séparative dans laquelle des espèces ionisées minérales ou organiques dissoutes, telles que sels, acides ou bases, sont transportées à travers des membranes ioniques et sous l’action d’un champ électrique. Lorsqu’une solution ionisée est envoyée dans les compartiments séparant ces membranes, les cations migrent vers la cathode (-) et les anions vers l’anode (+), en traversant respectivement les membranes cationique (C) et anionique (A) (Figure I.14). Grâce à une disposition alternée des membranes, les ions capables de traverser les membranes cationiques sont arrêtés par les membranes anioniques, et réciproquement (figure I.9) ; il en résulte une augmentation de la concentration dans les compartiments de même parité (concentrât) et une diminution dans les compartiments adjacents (diluât). [16]

Pour chaque faraday (96 490 coulombs) traversant l’appareil, il est séparé N/2 équivalent-gramme de sel, N étant le nombre total de compartiments autres que ceux qui contiennent les électrodes. [17]

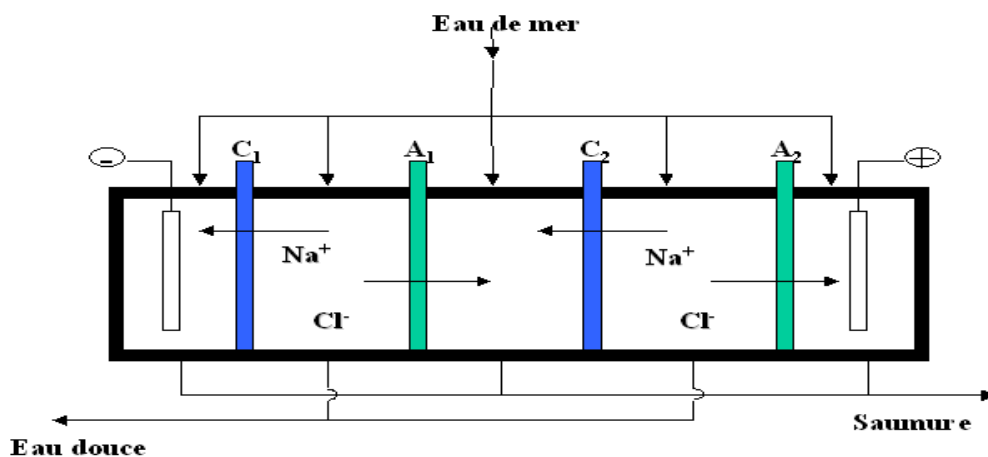


Figure I.14: principe de l’électrodialyse, (LENNTECH, 2012)

L'électrodialyse est généralement appliquée dans le dessalement des eaux saumâtres.

En effet, l'électrodialyse peut obtenir de divers effets de dessalement. Cependant, dans le cas du dessalement profond, le problème d'entartrage est dominant, [18]. Il est relié à la précipitation des sédiments de CaCO_3 , de CaSO_4 et de Mg(OH)_2 sur la surface des membranes.

I-7-3-1-2- Les procédés de distillation

Dans les procédés de distillation, il s'agit de chauffer l'eau de mer pour en vaporiser une partie. La vapeur ainsi produite ne contient pas de sels, il suffit alors de condenser cette vapeur pour obtenir de l'eau douce liquide. Il s'agit en fait d'accélérer le cycle naturel de l'eau.

En effet l'eau s'évapore naturellement des océans, la vapeur s'accumule dans les nuages puis l'eau douce retombe sur terre par les précipitations. Ce principe de dessalement très simple a été utilisé dès l'Antiquité pour produire de très faibles quantités d'eau douce sur les bateaux.

L'inconvénient majeur des procédés de distillation est leur consommation énergétique importante liée à la chaleur latente de vaporisation de l'eau. En effet pour transformer un kg d'eau liquide en 1 kg d'eau vapeur à la même température il faut environ 2250 kilojoules (si le changement d'état se fait à 100°C). Afin de réduire la consommation d'énergie des procédés industriels, des procédés multiples effets qui permettent de réutiliser l'énergie libérée lors de la condensation ont été mis au point.

Il existe plusieurs procédés : La distillation à simple effet : c'est la méthode la plus simple. D'autres procédés se partagent le marché du dessalement thermique :

Le procédé de distillation à détente étagée (Multi-Stage Flash distillation MSF) et le procédé de distillation à multiples effets (Multi-Effect distillation MED) et Distillation par compression de vapeur (MVC) et Distillation membranaire (MD). [19]

A. La distillation à simple effet

Son principe est simple : il reproduit le cycle naturel de l'eau.

- 1) Dans une enceinte fermée, un serpentin de réchauffage porte à ébullition l'eau de mer.
- 2) La vapeur produite se condense au contact d'un deuxième serpentin alimenté par l'eau de mer froide.
- 3) Un groupe électropompe soutire l'eau condensée; un deuxième l'eau de mer concentrée ou saumure (figure I.15).

Cette première solution est simple à mettre en œuvre met n'offre qu'un rendement réduit, aussi elle n'est utilisée que dans les navires disposant d'une source d'énergie thermique. [20]

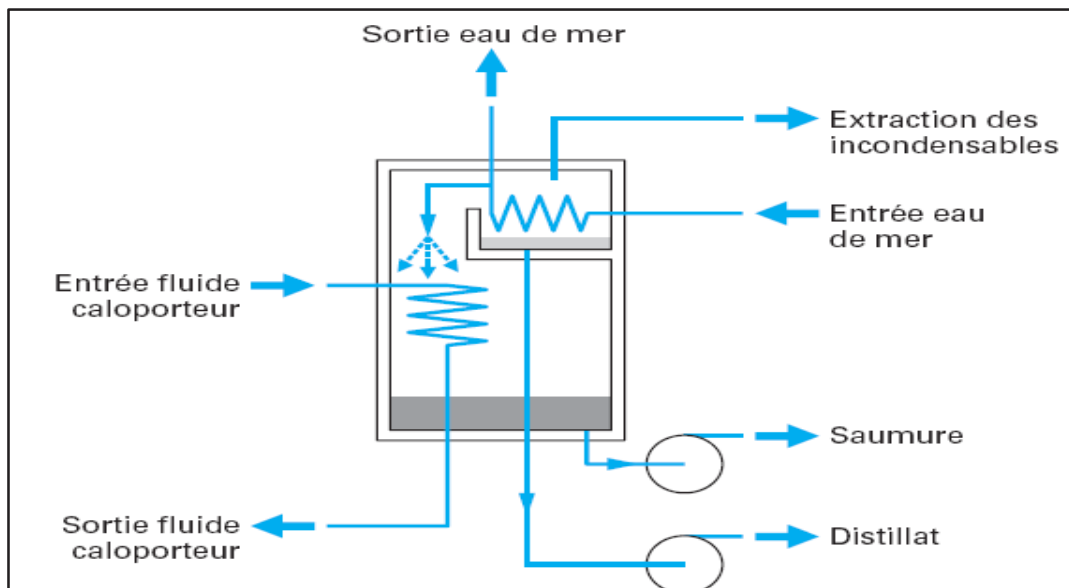


Figure I.15: Distillateur à simple effet (Danis.P, 2003)

B. Le procédé de distillation à multiples effets (Multi-Effect distillation MED)

L'évaporateur MED est constitué de plusieurs cellules simples consécutives, dans lesquelles on diminue la pression (et la température) du premier (chaud) au dernier (le froid). Chaque cellule (aussi appelé effet) contient un faisceau de tubes. Le sommet du faisceau est arrosé avec l'eau de mer qui coule autour des tubes par gravité.

La chaleur cédée lors de la condensation réchauffe l'eau de mer à l'extérieur des tubes qui s'évapore en partie. Après l'évaporation, l'eau de mer se concentre en donnant de la saumure au fond de la cellule.

La vapeur créée par l'évaporation de l'eau de mer est utilisée comme moyen de chauffage pour l'effet suivant où le processus se répète.

Dans la dernière cellule, la vapeur produite se condense dans un échangeur thermique. Cet échangeur, est rafraîchi par l'eau de mer (figure I.16).

À la sortie du condenseur final, la partie de l'eau de mer réchauffée est utilisée pour alimenter l'unité, l'autre partie est rejetée à la mer. La saumure et le distillat sont collectés dans chaque cellule d'où ils sont extraits par des pompes centrifuges. Cette solution apporte une amélioration du rendement par rapport à la première. [15]

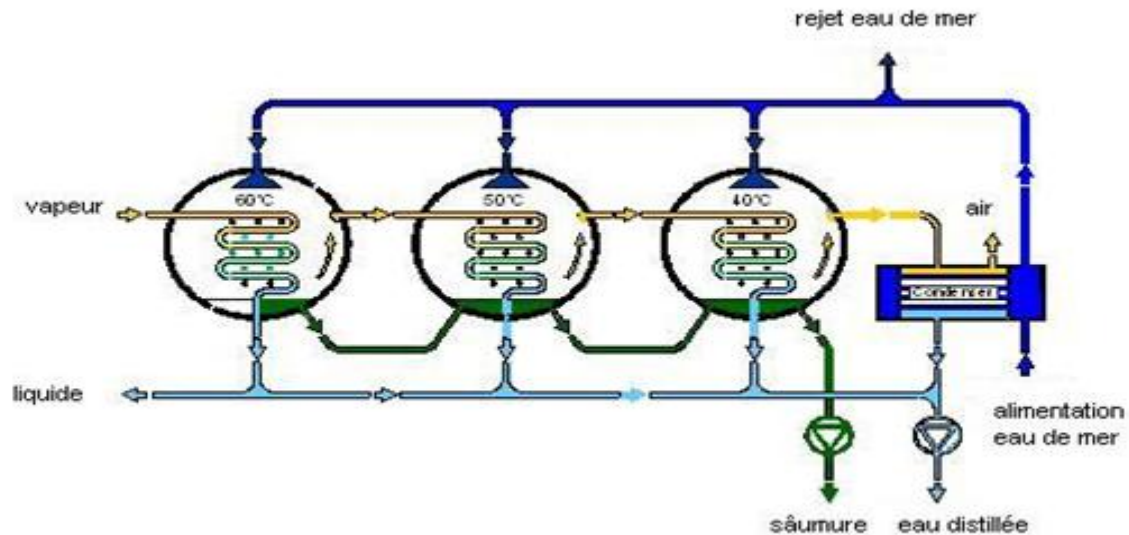


Figure I.16: Schéma de principe d'un système d'évaporateurs multiples effets (MED).Danis.P 2003)

C. Le procédé de distillation à détente étagées (Multi-Stage Flash distillation MSF)

Ce procédé dit Flash consiste à maintenir l'eau sous pression pendant toute la durée du chauffage ; lorsqu'elle atteint une température de l'ordre de 120°C , elle est introduite dans une enceinte (ou étage) où règne une pression réduite. Il en résulte une vaporisation instantanée par détente appelée Flash. Une fraction de l'eau s'évapore (voir figure I.17) puis va se condenser sur les tubes condenseurs placés en haut de l'enceinte, et l'eau liquide est recueillie dans des réceptacles en dessous des tubes. C'est l'eau de mer chaude qui se refroidit pour fournir la chaleur de vaporisation, l'ébullition s'arrête quand l'eau de mer a atteint la température d'ébullition correspondant à la pression régnant dans l'étage considéré. Le phénomène de flash est reproduit ensuite dans un deuxième étage où règne une pression encore plus faible. La vaporisation de l'eau est ainsi réalisée par détente successives dans une série d'étages où règnent des pressions de plus en plus réduites. On peut trouver jusqu'à 40 étages successifs dans une unité MSF industrielle.

Pour chauffer l'eau de mer jusqu'à 120°C , l'eau de mer circule d'abord dans les tubes des condenseurs des différents étages en commençant d'abord par le dernier étage où la température est la plus faible, elle est alors préchauffée en récupérant la chaleur de condensation de la vapeur d'eau. Elle est finalement portée à 120°C grâce à de la vapeur à une température supérieure à 120°C produite par une chaudière ou provenant d'une centrale de production d'électricité.

On remarque lors du phénomène de Flash que des gouttelettes d'eau salée peuvent être entraînées avec la vapeur, elles sont séparées grâce à un dévésiculateur constitué par une sorte de grillage qui limite le passage des gouttelettes qui retombent alors au fond de l'enceinte.

L'avantage principal du procédé MSF est que l'évaporation de l'eau de mer ne se produit pas autour des tubes de chauffe puisque le liquide « flashe » ceci limite les risques d'entartrage (formation d'un dépôt solide).

L'énergie requise est principalement l'énergie thermique à fournir à la chaudière, cette énergie peut être peu coûteuse si on récupère de la vapeur basse pression à la sortie d'une turbine de centrale électrique. Il faut également fournir de l'énergie électrique pour les pompes de circulation de l'eau de mer.

Le procédé MSF ne permet pas une flexibilité d'exploitation. Aucune variation de production n'est tolérée, c'est pourquoi ce procédé est surtout utilisé pour les très grandes capacités de plusieurs centaines de milliers de m³ d'eau dessalée par jour. [15]

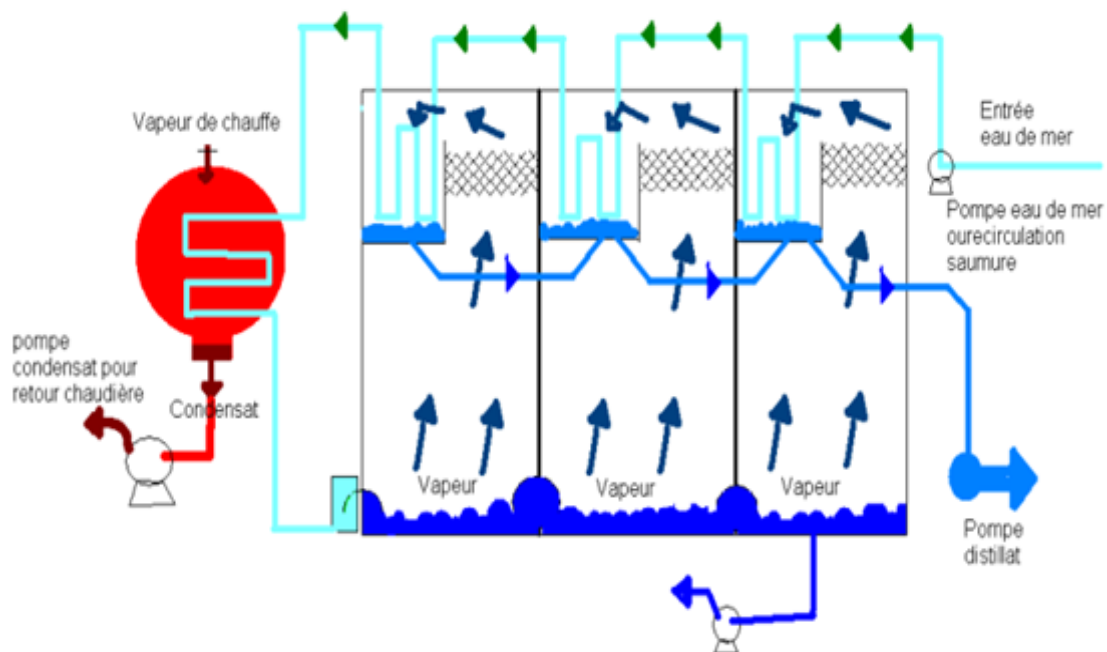


Figure I.17: Principe de fonctionnement d'un système par déteints successives (MSF) à 3 étages (e-DAGUESH, 2010).

D. Le procédé de distillation par compression de vapeur (MVC)

Afin de limiter la consommation d'énergie thermique, il est aussi possible d'utiliser la compression mécanique de vapeur (MVC). Ceci est possible dans le cas de l'évaporation simple ou multiple effet. La vapeur produite dans le dernier effet ou dans l'effet unique (pour de petites unités) est aspirée par un compresseur (figure I.18).

Après compression, la température de saturation de la vapeur haute pression est augmentée. Cette vapeur peut donc être utilisée (elle est envoyée dans les tubes du faisceau tubulaire) pour porter à ébullition l'eau de mer dans l'évaporateur où règne une pression plus faible. La vapeur haute pression est ainsi condensée et se transforme en eau distillée liquide et le cycle se reproduit avec la vapeur produite par l'évaporation partielle de l'eau de mer. [15]

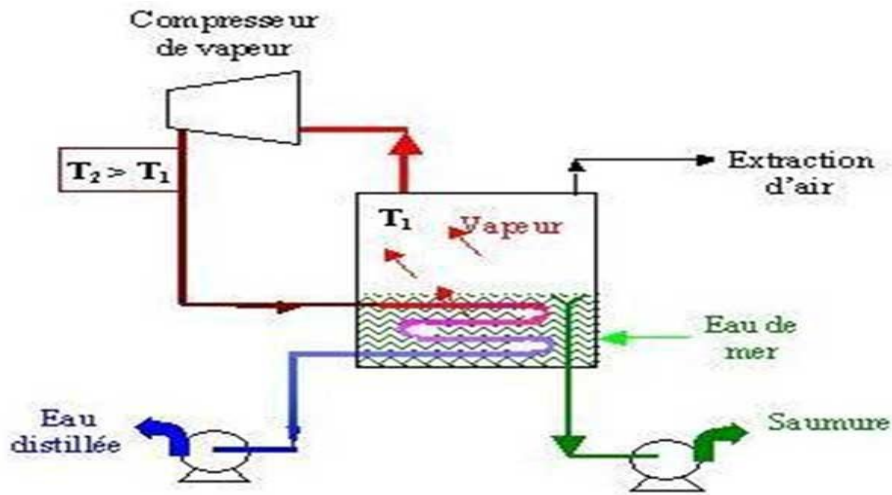


Figure I.18: Principe d'une unité d'évaporation simple-effet avec compression de vapeur. (Danis P. 2003)

E. Le procédé de distillation membranaire (DM)

La distillation membranaire est une technologie émergente pour le dessalement. Elle diffère des autres technologies membranaires : la force agissante pour le dessalement est la différence de la pression de vapeur d'eau à travers la membrane, plutôt que la pression totale.

Les membranes de MD sont hydrophobes, ce qui permet à la vapeur d'eau (mais pas à l'eau liquide) de passer.

Le gradient de pression de vapeur est créé par chauffage de l'eau, élevant ainsi sa pression de vapeur. Le besoin majeur en énergie est pour l'énergie thermique. [15]

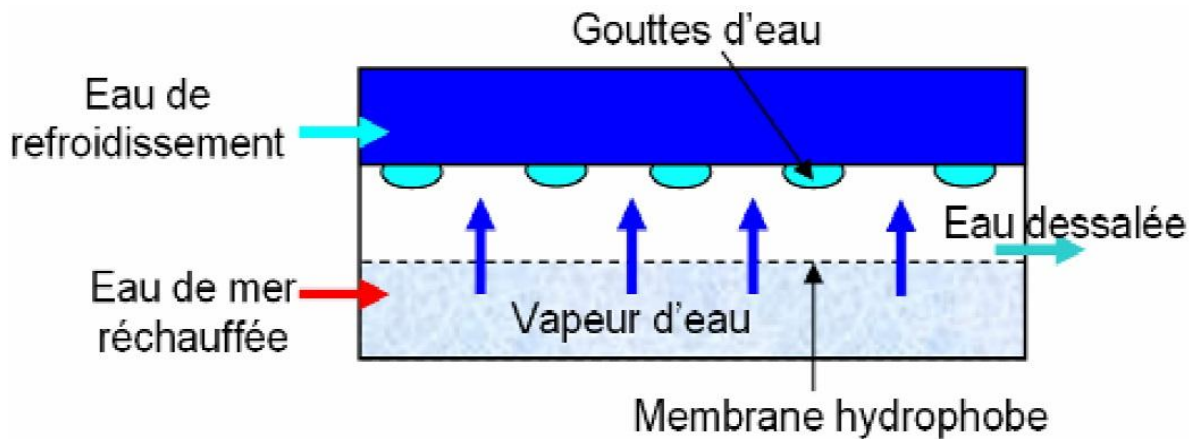


Figure I.19: Principe de la distillation membranaire (DM) (Macedonio F., 2008)

I-7-3-1-3- Procédés Hybrides

Le concept de dessalement par voie hybride combine deux ou trois procédés pour fournir une meilleure solution technico-économique.

Les trois éléments qui sont intégrés sont :

- Une unité de distillation en général « multi flash » (MSF) ;
- Une unité d'osmose inverse OI ;
- Une centrale thermique.

Il est donc possible de satisfaire, à moindre coût, les demandes en eau et en électricité. En effet, contrairement à l'électricité, l'eau peut être stockée pendant les périodes de faible demande électrique, tout ou partie de l'excès de production d'électricité est utilisé pour le dessalement par osmose inverse (figure I.20).

La production peut varier rapidement, cela permet d'ajuster la production aux besoins.

Un autre avantage important est la régulation de la température de l'alimentation des osmoseurs par utilisation de l'eau de réfrigération de la distillation. Opérant à haute température (jusqu'à 40 °C), cela permet de réduire le nombre d'osmoseurs.

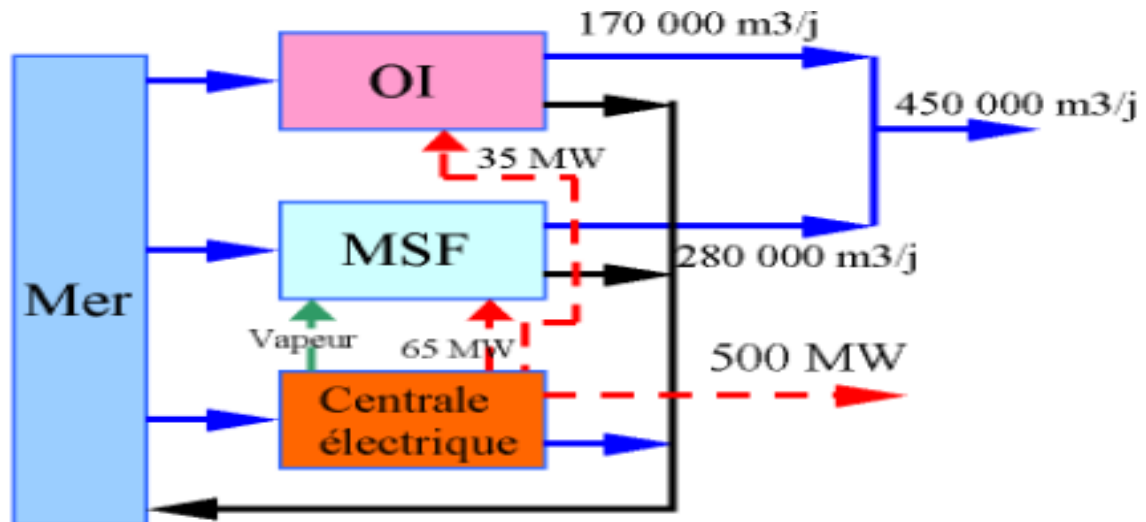


Figure I.20: Installation Hybride (Maurel A., 2006)

I-7-4- Le post-traitement

Permet de rendre l'eau potable en 2 étapes (en sortie de l'unité de dessalement, l'eau n'est pas potable car elle est déminéralisée).

- 1) Correction de la corrosivité : le traitement consiste à ajouter du $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou du CaCO_3 .
- 2) Désinfection finale : bien que certains procédés (osmose inverse) retiennent tous les microorganismes, il est nécessaire d'assurer une désinfection à la sortie de l'usine.



CHAPITRE II :

***La description de la station
de FOUKA***



II-1- Présentation de la station de Fouka

II-1-1- Localisation de la station

Le site de l'usine de dessalement d'eau de mer de Fouka est localisé dans la wilaya de TIPAZA, Daïra de FOUKA, Commune de FOUKA à la sortie de la ville de Douaouda marine et à l'entrée de Fouka.

Situer à 20 km du chef lieu de wilaya et à environ 35 km à l'Ouest d'Alger, elle est sillonnée par la Route Nationale RN°11 en provenance d'Alger et en direction de Chlef et elle est relié à Koléa par le chemin de wilaya N°110 et à Bou-Ismaïl par le chemin de wilaya N°126 (figure II.1).

La commune de Fouka s'étend sur une superficie de 1273 Ha et se situe au Nord- Est de la ville de Tipaza. Elle est limitée :

- ✓ Au Nord : Par la mer Méditerranée ;
- ✓ Au Sud : Par la commune de Koléa ;
- ✓ A l'Est : Par la commune de Douaouda ;
- ✓ A l'Ouest : Par la commune de Bou Ismaïl ;



Figure II. 1: Photo de la station de Fouka, (Google Earth, 2010)

Le site considéré pour l'usine de dessalement offre une superficie de 4 hectares, et présente une longueur de 300 m et une largeur variant de 70-150 m.

Signalons aussi que l'Oued Mazafran se situe à environ 4 km du côté Est du site de la station de dessalement. [20]

La capacité de la station de traitement est de 120 000 m³/jour ou la production est étalée sur une période de 24 h/jour soit 5 000 m³/heure.

Le système d’osmose inverse est conçu de façon modulaire. Il est composé de six (6) unités d’osmose inverse (OI) d’une capacité unitaire de 20 000 m³/jour chacune (tableau II.1). Il n’y a pas d’unités en réserve. Il est possible de faire fonctionner l’usine afin de produire les gammes de débits journaliers suivantes :

Tableau II. 1: Capacité de la station (Fouka, 2007)

Nombre d’unité d’osmose inverse en service	Débit (m ³ /jour)	% du débit nominal
1	20 000	17 %
2	40 000	33 %
3	60 000	50 %
4	80 000	67 %
5	100 000	83 %
6	120 000	100 %

II-1-2- Installation et processus

1. Une prise d’eau de mer;
2. Un poste de prétraitement;
3. L’unité d’osmose inverse;
4. Un poste de nettoyage en place CIP (cleaning in place);
5. Un poste de traitement et de reminéralisation;
6. Un laboratoire d'analyse;
7. Une station de contrôle.

II-1-3- Description du procédé

L’eau de mer arrive gravitairement via une conduite d’une longueur de 1100 m de la prise d’eau située à la courbe bathymétrique de 13 m. L’eau est ensuite soumise à un processus de prétraitement qui comprend :

- Un système de filtration primaire avec des filtres à sables, une faible quantité de chlorure ferrique est injectée en amont des filtres pour agglomérer les particules contenues dans l’eau brute et les retenir sur les filtres.

Dans le cas où l’eau de mer brute deviendrait extrêmement turbide un polyélectrolyte pourra également être injecté dans le but d’améliorer l’agglomération et de retenir les particules sur les filtres.

- Un deuxième filtrage avec des filtres à cartouches de 5 microns.

Ce système de filtration de l'eau de mer empêchera à l'entrée du système de pompage le passage des débris, des algues, des poissons et d'autres éléments de la flore et de la faune marine.

II-1-4- Traitement d'eau de mer

1) Pré-chloration

Une pré-chloration est prévue à l'eau brute (soit au chlore gazeux ; où l'hypochlorite de calcium ; où l'hypochlorite de sodium), ce dernier est utilisé comme traitement choc de l'eau à l'entrée de la station pour limiter la formation de biofilm dans les conduites de la prise d'eau et les filtres.

2) Coagulant et polymère

Du Chlorure Ferrique (où sulfite ferrique) est ajouté à l'eau brute en amont des filtres pour agir en tant que coagulant et agglomérer les particules fines. Un coagulant à base de polymère pourra être injecté lorsque l'eau brute sera très turbide (ex : lors d'un orage).

3) Le métabisulfite de sodium où Bisulfite sodium

Pour éliminer le chlore résiduel où de l'oxydant lorsqu'il y a une pré-chloration à l'eau brute.

Ces oxydants doivent être éliminés parce qu'ils peuvent détériorer de façon irréversible les membranes de polyamide aromatique.

4) L'acide sulfurique

Pour réduire le pH =7 de l'eau de mer avant son entrée aux filtres.

L'objectif de cette réduction est de :

- ✓ Garantir l'effet bactéricide du chlore
- ✓ Aider la performance du coagulant ;
- ✓ Eviter la précipitation de CaCO_3 à l'intérieur des membranes.

5) Inhibiteur, pour limiter l'encrassement des membranes

Après ces traitements, l'eau subit une microfiltration par osmose inverse : l'eau est envoyée par six (une de réserve) pompes (60 bars) vers les membranes de type (membrane Koch ou Filmtec), l'eau de mer à pression passe à travers les membranes, produisant deux courants à la sortie des membranes : l'eau osmotisée (perméat) et la saumure.

L'eau produite est stockée dans un réservoir d'une capacité de 5 000 m³ en béton. Ce volume représente 5% de la capacité de l'usine, ce qui est faible par rapport aux règles de l'art : 15% à 20%.

L'eau produite est de nouveau traitée pour qu'elle soit potable avant d'être envoyée vers le réseau de distribution.

Le traitement est constitué d'une injection de CO₂ et de la dissolution de calcaire pour augmenter la dureté, suivi d'une injection de soude caustique pour le PH et d'une injection d'hypochlorite de calcium pour la stérilisation.

La saumure, conservant une pression de (50-60 bars) qui sera récupérée et transférée au courant d'eau de mer prétraitée avant les pompes, d'où un gain d'énergie.

La saumure passe dans un système de neutralisation à l'acide sulfurique et à hydroxyde de sodium avant le rejet en mer. Le lieu de déversement a été déterminé par les résultats de l'étude marine afin d'atténuer les impacts, [21].

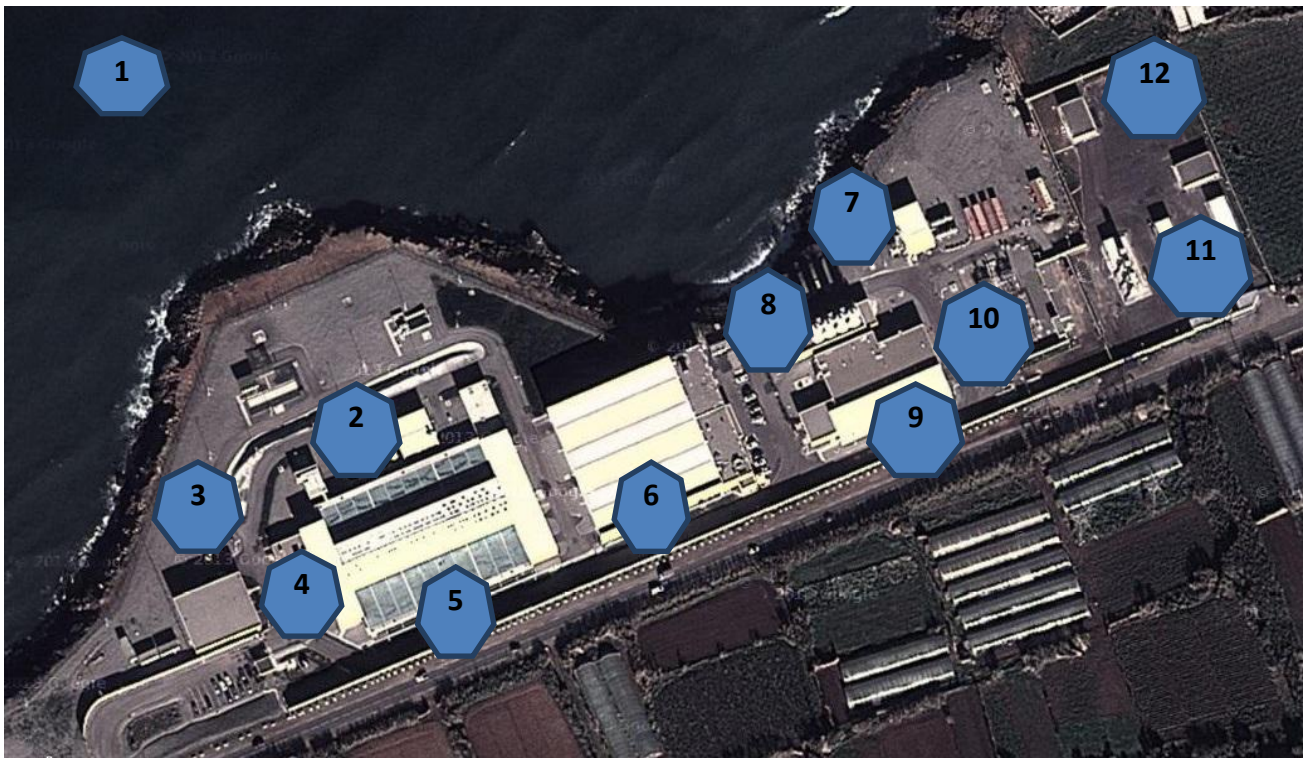


Figure II. 2: Description générale de la station de Fouka

- | | |
|-----------------------------------|--|
| 1- Tour de captage ; | 7- Usine de CO ₂ ; |
| 2- Traitement chimique ; | 8- Saturateur de chaux ; |
| 3- Bâtiment de captage ; | 9- Réservoir d'eau produite ; |
| 4- Filtre à anthracite et sable ; | 10- Bâtiment de pompage d'eau produite ; |
| 5- Filtre à cartouche, | 11- Sous-station électrique ; |
| 6- Bâtiment d'osmose inverse; | 12- Station de pompage SEAAL. |

II-1-5- Description détaillée de l'usine

II-1-5-1- Tours de captage d'eau

Une chloration choc est prévue à l'intérieur des têtes de prises d'eau. Il n'est cependant pas réaliste de considérer que les grilles, compte tenu de leur surface, seront exposées à des concentrations assez élevées de chlore pour empêcher la prolifération biologique. La chloration choc aura cependant un effet positif pour limiter la prolifération des organismes à l'intérieur des conduites.

Le dosage d'acide sulfurique à l'intérieur des têtes de prise sera prévu pour augmenter l'effet bactéricide du hypochlorite et protéger plus efficacement les conduites jusqu'au puits d'eau de mer.

Les prises d'eau sont munies de trappes d'accès permettant un accès aux conduites.

Les chambres seront remorquées jusqu'à leur emplacement et seront submergées de façon contrôlée sur un lit horizontal creusé auparavant dans le fond de la mer.

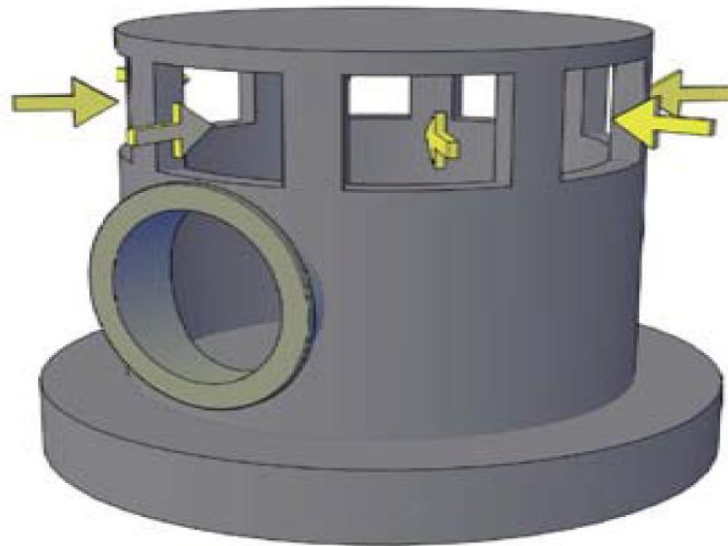


Figure II. 3: Tour de captage (E. Pita, 2011)

II-1-5-2- Conduites de prises d'eau

La conception est basée sur les principes suivants :

- ✓ Les conduites d'aménagements épousent le fond marin (figure II.4) ;
- ✓ Les conduites d'adduction sont posées en pente constante à un niveau de radier croissant en direction de la berge afin d'éviter l'accumulation d'air ou de gaz (éviter le phénomène de cavitation);
- ✓ Des regards d'inspection sont prévus à tous les 300 m environ afin de permettre une inspection visuelle.



Figure II. 4: Conduite en PEHD.

II-1-5-3- Station de pompage d'eau brute

La station de pompage d'eau brute sert à relever les eaux jusqu'aux filtres à sable.

Trois (3) dégrilleurs verticaux sont à l'entrée de la station pour la protection des pompes (figure II.5). Des vannes murales permettront l'isolation du puits de pompage pour l'entretien. Des vannes d'isolement sont également prévues de chaque côté des dégrilleurs pour isoler chacun d'eux pour entretien. Les pompes de type horizontale verticalisée sont soigneusement choisies pour résister à la forte agressivité de l'eau de mer. La station de pompage est basé sur 6 + 1R pompes. [20]

- Critères de conception des dégrilleurs

Épaisseur des barreaux (mm)	10
Espacement entre les barreaux (mm)	80
Vitesse à travers les barreaux (m/s)	≈ 0.1



Figure II. 5: Dégriilleurs.

II-1-5-4- Filtres bicouches gravitaires

Les filtres sont opérés à un niveau et débit constant.

- Au niveau de la filtration gravitaire, il est opté pour l'installation des filtres bicouches.

Dans les filtres bicouches, la couche supérieure est faite d'un matériel épais et de faible densité (anthracite dans notre cas). C'est dans cette première couche que la majorité des particules est retenue. La couche inférieure inclut un matériel fin et plus épais, constituant un traitement d'affinage. [22]

Les caractéristiques des filtres ouverts sont :

- Nombre d'unités en service : 18
- Nombre d'unités en maturation ou lavage : 2
- Type de filtre : Filtre ouvert
- Largeur: 5 m
- Longitude: 15,5 m
- Hauteur de couche : 1 000 mm
- Surface de filtration: 77,5 m²
- Surface totale: 1 395 m²

- Temps de rétention sur couche pour coagulation: 15 min
- Volume requis : 159 m³
- Hauteur d'eau : 2,1 m
- Perte de charge minimale: 0,32 m
- Perte de charge maximale admise: 2 m

II-1-5-4-1- Couche filtrante

- **Anthracite**

Hauteur de couche	400 mm
Taille effective	1,5 mm
Coefficient d'uniformité	1,3
Volume par filtre	31 m ³
Volume total	620 m ³
Densité apparente	0,74
Poids par filtre	23 t
Poids total	459 t

- **Sable de silex**

Hauteur de couche	600 mm
Taille effective	0,66 mm
Coefficient d'uniformité	1,57
Volume par filtre	47 m ³
Volume total	930 m ³
Densité apparente	1,50
Poids par filtre	70 t
Poids total	1 395 t

- **Gravier (ou membrane filtrante)**

Hauteur de couche	100 mm
Taille effective	2 mm

Coefficient d'uniformité	1,45
Volume de sable par filtre	8 m ³
Volume total	155 m ³
Poids de sable par filtre	12 t
Poids total	233 t

Les bassins de filtration ont été couverts avec des dalles en plastique afin d'éviter le développement des algues (figure II.6).



Figure II. 6: Filtres gravitaire.

II-1-5-4-2- Lavage des filtres

Le lavage des filtres se fait automatiquement à l'air et à l'eau. Pour le lavage des filtres, un réservoir de saumure de 750 m³ est prévu. Ce réservoir a une capacité suffisante pour réaliser un lavage de filtres.

Le lavage des filtres se fait avec de la saumure. Le remplissage du réservoir de saumure se fait grâce à une conduite d'un diamètre de 1000 mm en GRP provenant du rejet des unités d'osmose. [20]

Le lavage des filtres avec saumure est recommandé pour les raisons suivantes :

- La saumure est un sous-produit qui, dans ce cas, est réutilisée.
- Le lavage avec saumure permet une diminution des besoins en eau filtrée et donc une économie énergétique dans le pompage d'eau de mer.

- Le lavage avec saumure permet un choc osmotique aidant au contrôle de la croissance bactérienne.

Le réservoir d'eau filtrée a un volume de 950 m³, il est prévu pour stocker les eaux filtrées avant leur pompage vers les filtres à cartouches. Le réservoir est séparé en deux compartiments pour en permettre l'entretien

II-1-5-5- Filtres à cartouches

Afin de filtrer les petites particules pouvant s'échapper des filtres à sable et protéger ainsi les membranes contre un encrassement, des filtres à cartouches capables de filtrer des particules jusqu'à 5 microns sont installés en amont des unités d'osmose (figure II.7).

Lorsque la baisse de pression à travers les filtres à cartouches dépasse une valeur préétablie (environ 1,5 bars), la cartouche du filtre doit être remplacée. La fréquence de remplacement est estimée à environ 4 fois l'an.

Les caractéristiques des filtres à cartouches sont les suivantes :

▪	Nombre de vaisseaux	9 + 1R
▪	Nombre de filtres par vaisseau	360
▪	Nombre total de filtres	3 600
▪	Température de l'eau	15 – 27 °C
▪	Solides totaux en suspension	< 4 mg/l
▪	Niveau de filtration	5 µm Nominal
▪	Pression à l'entrée	4 bars
▪	Perte de charge	
✓	Minimum	0,5 bar
✓	Moyen	1,0 bar
✓	Maximum	1,5 bars
▪	Filtre	
✓	Diamètre du filtre	1 700 mm
✓	Longitude cylindrique	2 000 mm
✓	Pression de design	7 bars
✓	Composition des filtres	Ebonited Carbon Steel

✓ Débit par vaisseau	1 268 m ³ /h
▪ Cartouches	
✓ Type	Double open ended
✓ Longueur unitaire des cartouches	1 500 mm (6 cartouches)
✓ Diamètre par cartouche	63 mm
✓ Débit par cartouche	3,52 m ³ /h – 58,7 l/min
✓ Débit max. autorisé par cartouche	100 l/min
✓ Débit par 10" de cartouche	587 l/h
✓ Débit recommandé par 10" de cartouche	600 l/h/10"



Figure II. 7: L'unité des filtres à cartouches, (Meradji, 2015).

Les paramètres suivants sont mesurés une dernière fois avant l'arrivée de l'eau aux membranes :

- Turbidité
- pH avec alarme de bas et haut niveaux
- Température avec alarme de bas et haut niveaux
- Potentiel redox avec alarme de bas et haut niveaux
- Chlore libre résiduel avec alarme de bas et haut niveaux
- Indice d'encrassement (SDI) (mesures manuelles périodiques)

II-1-5-6- Osmose inverse

II-1-5-6-1- Filières d’osmose inverse

Après le traitement, l’eau est pompée avec des pompes haute pression jusqu’aux modules d’osmose inverse. Six (6) filières d’osmose à une (1) passe sont installées, chaque filière est constituée des tubes de membranes (figure II.8). Les filières d’osmose sont raccordées à un collecteur commun alimenté pour les six (6) pompes haute pression.

Les paramètres de conception adoptés pour les unités d’osmose inverse sont résumés ici :

▪	Nombre de <i>racks</i> (unité) en opération	6	
▪	Nombre de <i>racks</i> (unité) en <i>stand-by</i>	0	
▪	Conversion	≈ 45 %	Total
▪	Fluide	Eau de mer	
▪	Salinité	38 g/l	
▪	Nombre total de membranes	9 072	
▪	Caractéristiques des membranes		
✓	Configuration	Spiralée	
✓	Matériel	Polyamide	
✓	Matériel du tube	Fibre de verre et époxy	
✓	Dimensions	Dia 8", longueur 40"	
✓	Pression maximale	1 000 psi	
✓	pH d’opération	2 – 11	
✓	Température maximale d’opération	45°	



Figure II. 8: Membrane (vue de l'intérieur).

II-1-5-6-2- Configuration du système d'osmose inverse et taux de récupération

La station d'osmose inverse nécessite seulement une (1) passe afin d'atteindre le taux de solides dissous requis. Le taux de récupération est estimé à 45 %.

La station d'osmose est dotée des équipements suivants :

- Six (6) pompes hautes pression, six (6) dispositifs de récupération d'énergie et six (6) pompes *Booster*;
- Six (6) trains d'osmose inverse 1^{ère} passe;
- Un système de nettoyage et de *flushing*.

Dans les conditions nominales du fonctionnement, la production est assurée par les six (6) filières.



Figure II. 9: Filières d'osmose inverse.

II-1-5-6-3- Dimensionnement des pompes haute pression

Les pompes HP sont dimensionnées de façon à pouvoir fournir une pression de 67 bars requis par les membranes à 15 °C et pour une salinité de 38 g/l (figure II.10)

- **Pompe à haute pression**

✓ Nombre d'unités en opération	6
✓ Nombre d'unités en réserve	0
✓ Variateur de vitesse	NON
✓ Fluide	Eau de mer
✓ Densité	1 030 kg/m ³
✓ Puissance du moteur adoptée	2000 kW



Figure II. 10: Pompe HP (ZAMICHE, 2014).

II-1-5-6-4- Système de récupération d'énergie

La récupération d'énergie de saumure produite pendant le procédé d'osmose se fait grâce à des échangeurs de pression (figure II.11).

- **Système de récupération d'énergie**
 - ✓ Numéro d'unités en service 6
 - ✓ Numéro d'unités en *stand-by* 0



Figure II. 11: Système de récupération d'énergie.

II-1-5-7- Reminéralisation

Le post-traitement est conçu pour rendre le perméat des unités d'osmose (une eau relativement agressive de faible salinité, de très faible dureté et d'alcalinité) moins agressive et plus approprié à la distribution dans le réseau municipal.

Le perméat d'osmose est traité (post-traitement) avant d'être distribué aux consommateurs. L'usine de Fouka est équipée de dispositifs de correction de la dureté et de l'alcalinité pour stabiliser la nature relativement agressive de l'eau dessalée produite et lui conférer un goût plus satisfaisant. Un dispositif additionnel de désinfection par chloration est également inclus pour prévenir tout risque de développements bactériens dans les réservoirs et les systèmes de distribution, [20].

Le système de reminéralisation se fait avec :

- ✓ La chaux (CaOH_2) (figure II.12)
- ✓ Le CO_2 (figure II.13)



Figure II. 12: Silos de la chaux.



Figure II. 13: CO_2 fabriqué sur site.

Une désinfection est réalisée avant distribution, un chlore résiduel de 0,5 mg/l est prévu au point de livraison.

II-1-5-8- Station de pompage d'eau traitée

- Le système de stockage d'eau est constitué d'un bac de stockage d'une capacité de 3 600 m³ en béton armé.
- La station de pompage d'eau traitée permet de refouler l'eau commerciale jusqu'au point de livraison.
- Les six pompes (6 +1R) de la station de pompage fonctionnent avec un débit fixe et/ou variable afin de garantir les fluctuations de débit et de pression.

Le tableau II.2 résume les caractéristiques des pompes.

Tableau II. 2: Résumé des caractéristiques des pompes (ZAMICHE, 2014).

Description	Ligne 1
Nombre de pompes	6 + 1
Débit des pompes (m ³ /h)	833,3
Pression des pompes (bars)	24
Puissance électrique moteur (kW)	750 kW



Figure II. 14: Station de pompage d'eau traitée.

II-1-5-9- Laboratoire

Les équipements de laboratoire permettent la mesure des paramètres suivants :

- Calcium, Magnesium, Sodium, Potassium, Ammonium, Barium, Strontium, Aluminium, Fer et Manganèse;
- Chlorures, Sulfates, Phosphate, Nitrates, Bicarbonate, Carbonate, Fluor, Silice, Bore et CO₂ libre;
- Ph et l'alcalinité;
- Dureté totale, dureté calcique;
- Solides totaux dissous, Turbidité;
- Conductivité et l'indice de colmatage SDI (automatique et manuel);
- Indice de Langelier (eau corrosive ou incrustante).

II-1-5-10- Salle de contrôle

La salle de contrôle est munie de deux ordinateurs. L'opération de l'usine est suivie via un système SCADA installé dans les ordinateurs. L'opérateur à l'accès aux données d'opération tel que: l'état des équipements (ON-OFF-FAILURE) et des valeurs analogiques des différent éléments de l'usine. L'opérateur aura la possibilité d'arrêter les pompes via des les ordinateurs. [22]

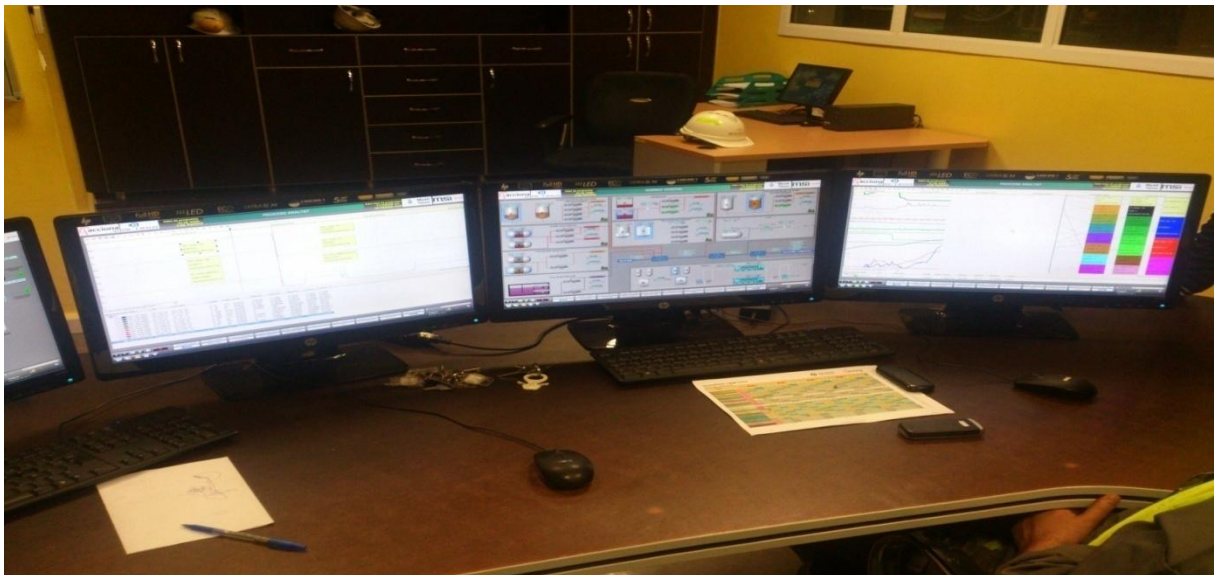


Figure II. 15: Salle de contrôle.



CHAPITRE III :

***Notion d'hydraulique
maritime***



Introduction

Le calcul hydraulique de la prise d'eau de mer consiste à déterminer les paramètres de l'écoulement qui sont le débit et la vitesse d'écoulement et les paramètres géométriques des têtes d'aspiration avec les conduites d'amenées : la hauteur (la profondeur), la largeur et le diamètre en se basant sur l'étude de la houle, cela veut dire qu'une bonne connaissance de la nature et le comportement de la houle conduit à un dimensionnement durable de notre ouvrage et aussi pour le système de captage avec la Tour de captage, la conduite d'amenée et le bassin de captage.

Aussi l'étude de stabilité de la tour de captage et les conduites de captage sont principalement basée sur le choix du modèle de la houle afin de déterminer les vitesses et les accélérations pour le calcul des efforts exercés sur l'ouvrage.

III-1- La vie des vagues

Les vagues naissent, grandissent, vieillissent et meurent. On parle même de l'âge d'une vague.

Voyons donc comment une vague naît, grandit (s'amplifie) puis s'atténue ou déferle et finit par mourir.

III-2- La naissance des vagues

Le vent est la première cause des vagues, que cela soit en mer, sur un lac ou sur une flaque d'eau. Par frottement avec la surface de l'eau, le vent injecte son énergie de façon continue à cause de la forte différence de vitesse entre l'air et l'eau par un mécanisme de type instabilité.

L'attraction gravitationnelle de la Lune et du Soleil sur l'eau est une autre source d'énergie pour les mouvements de l'eau, mais à l'échelle de toute la Terre, et elle induit les ondes de marées qui peuvent se décrire comme des ondes de très grande longueur.

III-3- Action du vent sur la mer

En dessous d'un vent minimum, de l'ordre de quelques kilomètres par heure, la mer reste plate ; on parle alors d'une mer d'huile. Ce n'est qu'au-dessus d'une valeur seuil que les premières rides se forment par l'écoulement rapide et turbulent de l'air au voisinage de l'eau.

Peu à peu, les premières ondes désordonnées, amplifiées par l'action du vent, deviennent plus ordonnées, augmentent en amplitude, en longueur et donc en vitesse. Le processus se poursuit jusqu'à ce que les vagues atteignent une vitesse de l'ordre de 80 % de la vitesse du vent. Au-delà de cette valeur, la différence de vitesse entre l'air et les vagues semble insuffisante pour continuer à amplifier ces dernières.

On appelle souvent « âge de la vague » le rapport V_ϕ/U de la vitesse des vagues sur celle du vent. Une vague qui vient de se former a une faible longueur d'onde, et donc une faible vitesse comparée à la vitesse du vent (V_ϕ/U petit), elle est donc jeune.

III-4- La théorie de la houle

III-4-1- Houles régulières

III-4-1-1- Définition

On considère, que la houle est le résultat d'un ensemble d'ondulations ou de vagues parallèles identiques qui s'accroissent avec l'augmentation de la vitesse du vent et qui se traduit par un transport d'énergie.

La houle représente aussi, un groupement de vagues résultant d'une propagation d'ondes de surface, qui se propagent à l'interface eau-atmosphère.

Les forces de rappel qui s'opposent à la perturbation sont essentiellement résultantes des effets de tension superficielle dans le cas de présence de faibles longueurs d'ondes.

Contrairement les forces de pression et de gravité sont effectives pour les grandes longueurs d'ondes (ondes de gravité). [22]

Le mouvement de la houle est caractérisé par les paramètres suivants (figure III.1) :

L'amplitude H : dénivellation maximale entre la crête et le creux

La longueur d'onde L : distance qui sépare deux creux ou deux crêtes successives.

La période T : intervalle de temps qui sépare les passages de deux crêtes consécutives au même point.

La profondeur d : paramètre de contrôle des processus physiques affectant les vagues.

Généralement, l'intervalle de temps qui s'écoule en deux crêtes successives, correspondant à une période varie de 0,1 à 30 secondes

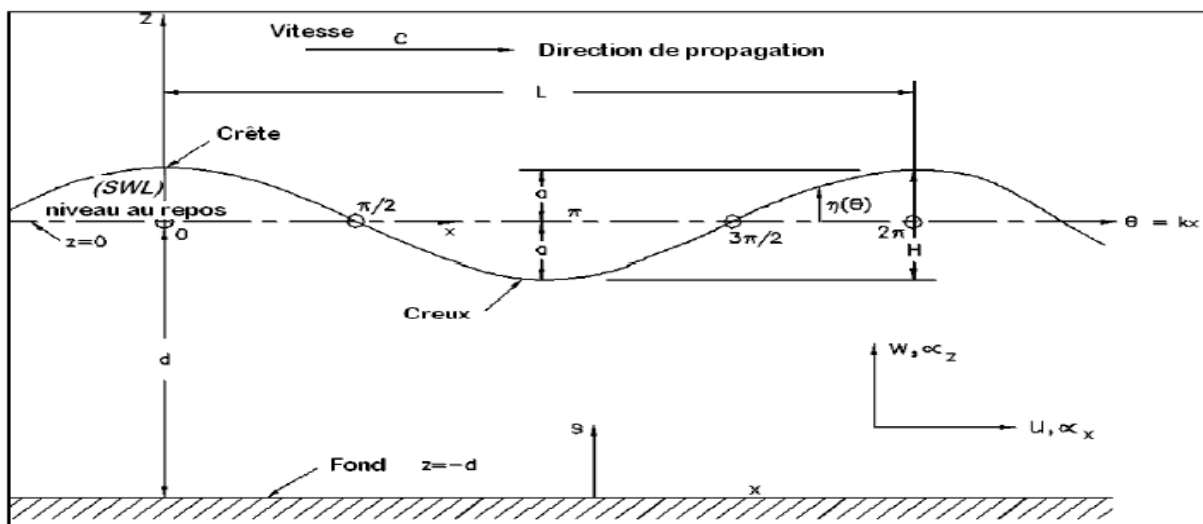


Figure III. 1: Caractéristiques d'une houle régulière (Mihoubi, 2012).

III-4-1-2-Classification

Il est très important d'expliquer la signification et l'origine des vagues. Ce sont à l'origine des ondes se produisant à la surface d'un plan d'eau. Ils peuvent être classés selon plusieurs critères partant de leur origine [22] :

- Des vagues causées par le vent, résultant d'un forçage météorologique sont appelées houles.
- Des vagues causées par les mouvements de la lune, résultant d'un forçage astronomique sont appelées marées
- Des vagues causées des tremblements de terre sont appelées tsunamis.

Selon le mécanisme physique qui est impliqué dans la propagation des ondes, on distingue :

- Des ondes gravitaires en présence de forces motrices due à la gravité.
- Des ondes capillaires en présence de forces de tension superficielle.

III-4-1-3- Equations caractéristiques des houles régulières

III-4-1-3-1- Hypothèses de base

Le principe consiste à développer, une théorie des ondes à faible amplitude dans un référentiel plan (2D). [22]

A ce titre on doit supposer que :

1. Le fluide est homogène, incompressible, pesant et les tensions de surface sont négligeables.
2. L'écoulement est irrotationnel, c'est-à-dire que la vitesse dérive d'un potentiel $\varphi=f(x,z,t)$
Cette condition permet d'écrire l'hypothèse d'incompressibilité satisfaisant l'équation de Laplace :

$$\frac{\delta^2 \varphi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \varphi}{\delta z^2} = 0$$

x, z : sont respectivement les coordonnées horizontale et verticale

φ : Potentiel des vitesses (*potential velocity*)

3. Le fond est stationnaire, imperméable et horizontale.
4. La pression à la surface est constante tout le long de l'interface air- eau de mer.
5. L'amplitude et la cambrure sont faibles comparativement à la longueur d'onde et à la profondeur d'eau constante. Puisque les vitesses de particule sont proportionnelles à la hauteur de vague.

6. La vague (houle) parcourt une distance L durant une période T à une vitesse C égale :

$$C = \frac{L}{T}$$

III-4-1-3-2- Vitesse et accélération des vagues

On peut établir les composantes de vitesse en fonction des paramètres définis graphiquement précédemment à partir de la dérivée du potentiel de vitesse et ce suivant la direction horizontale et verticale (figure III.2) :

$$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \cosh \left[\frac{2\pi(z+d)}{L} \right] / \cosh \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \cos \theta$$

$$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \sinh \left[\frac{2\pi(z+d)}{L} \right] / \cosh \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \sin \theta$$

Les composantes de vitesse décrivent le mouvement sur une distance (z+d) à partir du fond, les vitesses sont périodique à la fois en variable temporelle (t) et en variable spatiale (x). [22] La valeur de l'angle de phase est donnée par :

$$\Theta = 2\pi (x/L - t/T)$$

L'accélération des oscillations d'ondes peut être définie à partir de la dérivée des équations de composantes de vitesses :

$$\alpha_x = \frac{du}{dx} = \frac{g\pi H}{L} \cosh \left[\frac{2\pi(z+d)}{L} \right] / \cosh \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \sin \theta$$

$$\alpha_z = \frac{dw}{dz} = -\frac{g\pi H}{L} \sinh \left[\frac{2\pi(z+d)}{L} \right] / \cosh \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \cos \theta$$

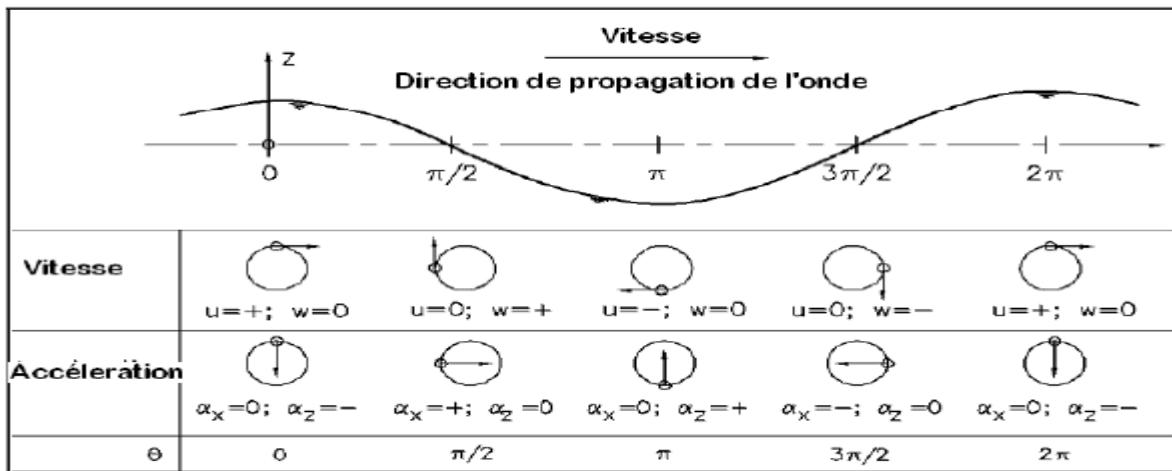


Figure III. 2: Description de la variation de la vitesse et de l'accélération pour différentes phases de houle (Mihoubi, 2012).

III-4-1-3-3- Pression à la surface

La pression totale étant la somme des composantes dynamique et statique de pression :

$$p' = \frac{\rho g \cosh\left[\frac{2\pi(z+d)}{L}\right] \cos\theta - \rho g z + p_a}{2 \cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

Où

p' : pression totale (pression absolue)

p_a : pression atmosphérique

ρ : densité de l'eau salée 1 025 kg/m³ et eau douce 1 000 kg/m³

L'équation de la pression peut s'écrire autrement si on sait que :

$$p = \rho g(\eta k_z - z)$$

Où $k_z = \frac{\cosh[2\pi(z+d)]}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$ est dénommé k_z

$$\eta = H/2 \cos \Theta$$

III-4-1-3-4- Energie

L'énergie mécanique totale par unité de surface, intégrée sur la verticale et moyennée sur une période d'oscillation. [22]

Elle est égale à la somme de l'énergie potentielle et cinétique :

$$E = E_p + E_c = \int_{-d}^{\eta} \rho g z \cdot dz + \int_{-d}^{\eta} 1/2(u^2 + w^2) = 1/8\rho g H^2$$

III-4-1-3-5- Vitesse de groupe

Dans le cas d'oscillation sinusoïdale se propagent dans le même sens d'amplitude et de périodes différentes.

L'équation du profil de surface résultante (figure III.3) est égale à :

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_1} - \frac{2\pi t}{T_1}\right) + \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L_2} - \frac{2\pi t}{T_2}\right)$$

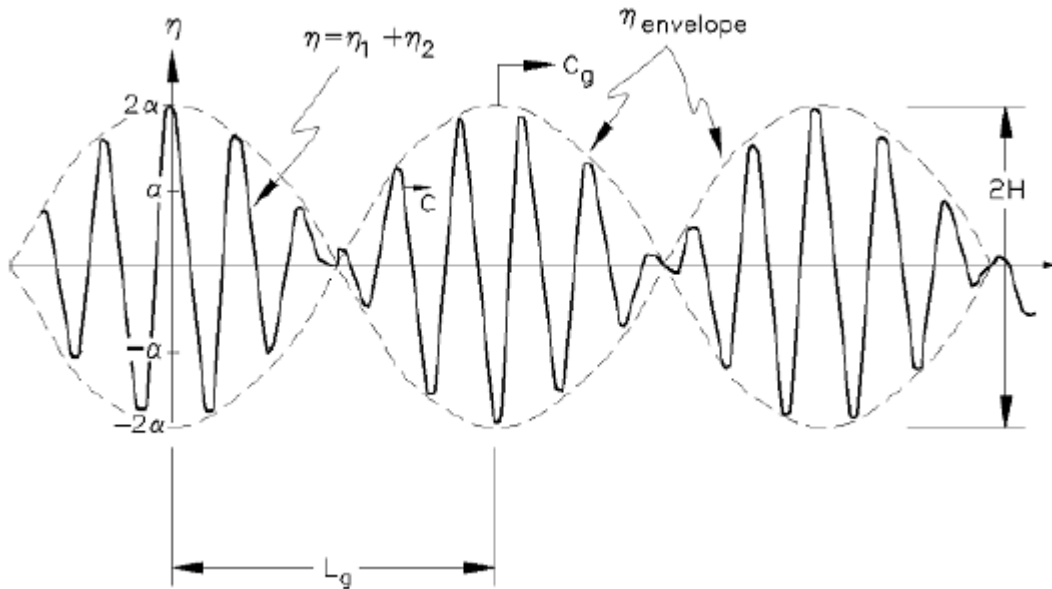


Figure III. 3: Courbe résultante de deux ondes de période d'oscillation différentes (Mihoubi, 2012).

La courbe enveloppe est d'équation

$$\eta_v = \pm H \cos \left[\frac{\pi(L_2 - L_1)x}{L_2 L_1} - \pi \frac{(T_2 - T_1)t}{T_2 T_1} \right]$$

Pour des oscillations dont les longueurs d'ondes et périodes sont très proches, la vitesse de groupe peut être assimilée à :

$$c_g = \frac{1}{2} \frac{L}{T} \left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sin \left(\frac{4\pi d}{L} \right)} \right] = n \cdot c$$

c_g : étant la vitesse de groupe

c : étant la vitesse de phase

Pour les eaux peu profondes (*shallow water waves*) ou bien domaine des ondes longues :

$$\sinh(kd) \approx \text{th}(kd) \approx kd ; \cosh(kd) \approx 1 \text{ pour } kd < (\pi/10) \quad \Rightarrow \quad d/L < 1/20$$

$$c^2 = gd \quad \Rightarrow \quad c = c_g = (g \cdot d)^{1/2}$$

Les axes des trajectoires des particules s'écrivent comme suit grand axe : $A = \frac{H}{2} * \frac{L}{2\pi}$ et petit axe : $B = \frac{H}{2} * \left(1 + \frac{z}{d} \right)$

$$\text{Eaux intermédiaire} \quad \Rightarrow \quad 1/20 < d/L < 1/2$$

Eaux profondes ou bien domaine des ondes courtes

$\sinh(k_d) \approx \cosh(k_d) \approx (1/2) k_d$; $\text{th}(k_d) \approx 1$ pour $k_d > \pi \implies d/L > 1/2$

III-4-2- Modèles de houles linéaires

III-4-2-1- Houle d’Airy

En 1845, le physicien Airy était à l’origine d’établir un modèle simple de la houle, a partir d’une approche basée sur la linéarisation des termes de l’équation de mouvement, c’est-à-dire $(u^2+w^2) \approx 0$; c’est la notion de houles infinitésimales quand $H \ll L$ et $H \ll d$.

Cette houle est appelée houle de Stokes (1847) du premier ordre. Autrement dit, les houles sont dites linéaires de faible amplitude sont caractérisées par un nombre d’Ursell $UR \ll \ll 100$. [22]

III-4-2-2- Houle de Gerstner (houle trochoïdale)

En 1802, Gerstner a défini le profil de la houle comme étant trochoïdal, c’est-à-dire que l’onde progressive suit une courbe assimilable à celle décrit un point qui se déplace sur un disque roulant sur une droite. [22]

Milne-Thompson(1968), a donné une représentation fidèle de la houle rotationnelle de Gerstner en profondeur infinie.

Les déplacements de la particule suivant un système Lagrangien est:

- ✓ Déplacement horizontal

$$\xi = x_0 + \frac{1}{k} \exp(kz_0) \sin(kx_0 - wt)$$

- ✓ Déplacement vertical

$$\xi = x_0 + \frac{1}{k} \exp(kz_0) \cos(kx_0 - wt)$$

- ✓ Pression le long de la surface trochoïdale:

$$p = \rho g(z_s - z_0) + 1/2 \rho c^2 [\exp(2kz_0) - \exp(2kz_s)]$$

III-4-2-3- Modèles de houles non-linéaires

III-4-2-3-1- Houle de Stokes

Stokes (1847), est à l’origine du développement d’une théorie qui tient compte des termes non linéaires.

On supposant que l’écoulement est irrotationnel et plan. Il se base sur la méthode des perturbations, c’est-à dire développer les variables en série de puissance dépendante d’un paramètre $\epsilon < 1$:

$$\varphi = \varepsilon\varphi_1 + \varepsilon\varphi_2 + \dots + \varepsilon^n \varphi_n$$

$$E\eta = \varepsilon \eta_1 + \varepsilon \eta_1 + \dots + \varepsilon \eta_n$$

Stokes a proposé le terme $\varepsilon = H/L$ comme paramètre de perturbation.

III-4-2-3-2 Houle de Stokes du Second ordre

La houle irrotationnelle de Stokes n'est qu'une solution du 1ere approximation. L'étude des ordres supérieurs se traduit par l'introduction d'harmoniques au 2e ordre l'équation de la surface libre est en coordonnées de Lagrange. [22]

Ce type de vagues est selon le développement suivant :

$$\varphi = \frac{H}{L} \varphi_1 + \left(\frac{H}{L}\right)^2 \varphi_2$$

III-4-2-3-3- Onde Cnoïdale

Korteweg and de Vries (1895) ont développé le modèle d'onde cnoïdale valable pour de petites amplitudes en eau peu profondes entraînant de effets de non linéarités et de dispersion. Ce modèle de houle est valable pour $d/L < 1/8$ et $UR > 20$. [22]

L'ordonnée de la surface du plan d'eau est donnée par :

$$y_s = y_t + Hcn^2[2K(k) \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)]$$

Avec :

y_t : distance du fond au creux d'onde égale au tirant $y_t = d$.

H : distance du creux à la crête de la vague (amplitude),

y_s : distance du fond à la crête d'onde,

cn : fonction cosinus elliptique,

$K(k)$: intégrale elliptique de première espèce

k : module des intégrales elliptiques

La longueur d'onde est égale :

La distance entre le fond et le creux d'onde est exprimée par :

$$\frac{y_t}{d} = \frac{y_c}{d} - \frac{H}{d} = \frac{16d^2}{sL^2} K(k)[K(k) - E(k)] + 1 - \frac{H}{d}$$

Avec

$E(k)$: intégrale elliptique de seconde espèce

Y_c : distance du fond à la crête d'onde,

La longueur d'onde est exprimée par la relation suivante :

$$L = \sqrt{\frac{16d^3}{s \cdot H}} kK(k)$$

Tableau III. 1: Classification et principales caractéristiques des ondes de surface (C.Ancey)

Houle (onde)	Linéaire	Stockes	Cnoïdale	Solitaire	Mascaret
Paramètre Ursell	$U_R \rightarrow 0$	$U_R < 10$	$U_R > 25$	$U_R \approx 1$	$U_R \gg 1$
Périodicité	périodique	périodique	périodique	Période infinie	Période infinie
creux	Creux et crête identique	Creux plat crête pointue	Creux plat crête pointue	Pas de creux	Pas de creux
Transport de masse	nul	faible	faible	fort	fort
Cambrure H/L	$H/L < 1/150$	$1/20 < H/L < 1/2$	$H/L < 1/10$	$\rightarrow 0$	$\rightarrow 0$

III-5- Tsunamis :

Ce sont des ondes de gravité induites par les séismes ou des glissements de terrain sous-marin et caractérisés par des périodes d'oscillation de l'ordre des minutes que des secondes T est de l'ordre de 10 à 60 minutes. Ils sont souvent générés par des séismes sous l'océan, où les profondeurs peuvent dépasser les 100 m et peuvent se déplacer sur de longues distances sans atteindre une hauteur de vagues particulièrement remarquable. Toutes fois à l'approcher des côtes, leur hauteur peut augmenter de façon considérable. Du fait de leur grande longueur d'onde, ces vagues sont soumises à de forts effets de shoaling et de réfraction. Etant donné qu'elles viennent de profondeurs plus tôt importantes, il est possible de les calculer à l'aide de la théorie des eaux peu profondes. [22]

III-6- Houles irrégulières et aléatoires

III-6-1-Houles Multi-Chromatiques

III-6-1-1- Phénomène de réflexion de la houle

Dans ce cas la houle est caractérisée par un coefficient de réflexion « K_r », ou le pouvoir réfléchissant qui se traduit par le rapport des amplitudes des houles réfléchies sur houles incidentes.

$$K_r = \frac{H_r}{H_i}$$

L'équation résultante du profil de la surface libre est donnée par l'équation

$$\eta = \frac{1}{2}H[\cos(kx - wt) + K_r \cos(kx + wt)]$$

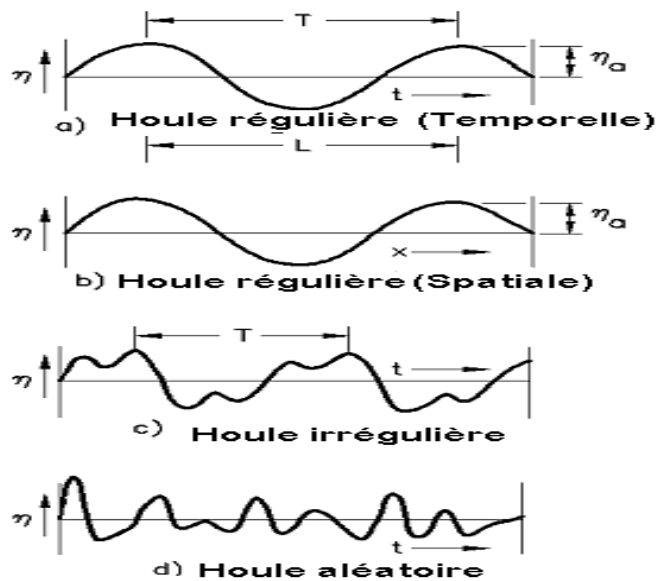


Figure III. 4: Description des différents types de houles (Mihoubi, 2012).

III-6-1-2- Analyse vague par vague

Il s'agit d'utiliser la méthode du 'zero-up crossing' ou 'zero-crossing methode' qui consiste en un découpage du signal de surface libre en différentes vagues, distinguées par un passage de la surface libre par le niveau au repos par front montant (valeurs croissantes).

La période de référence est la période de pic (méthode spectrale).

La hauteur de la vague est définie par la différence crête à creux :

$$H_i = \eta_{max,i} - \eta_{min,i}$$

La période moyenne :

$$T_{moy} = \frac{1}{N} \sum T_i$$

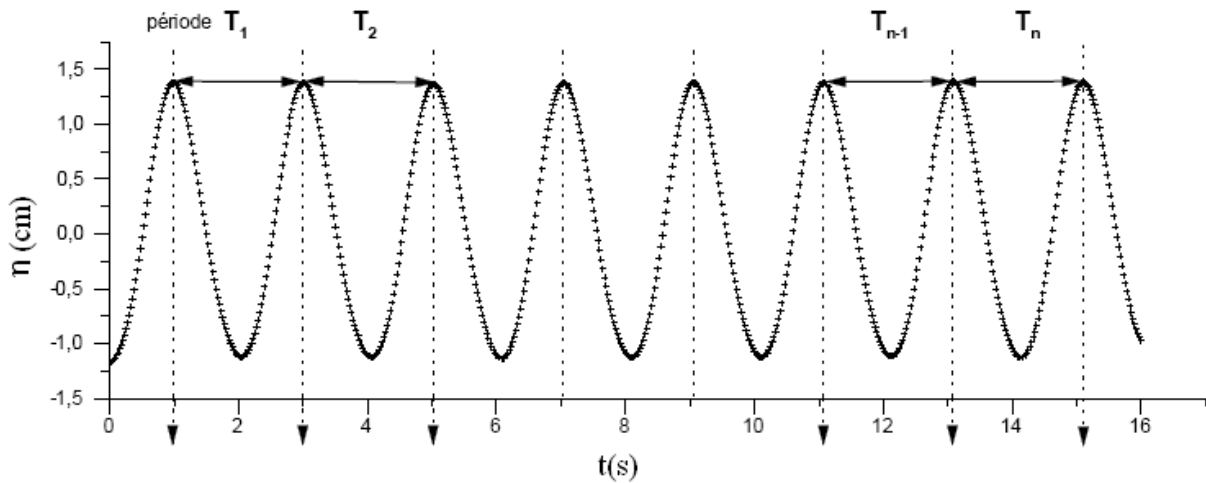


Figure III. 5: Présentation du principe de découpage de la surface libre en n périodes (Mihoubi, 2012).

III-6-1-3- Eléments d'analyse statistique

Il s'agit de calculer les paramètres statistiques sur l'ensemble des N données des N mesures du signal de la surface libre correspondant à η_k de l'enregistrement :

- ✓ Elévation moyenne du profil de la surface libre

$$\eta_{moy} = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \eta_k$$

- ✓ Ecart-type (*root-mean-square*)

$$\sigma_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum (\eta_i - \eta)^2}$$

- ✓ Hauteur quadratique moyenne (*Heightquadratic*)

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum H_i^2}$$

- ✓ Valeur moyenne en crête (*Averagecrest*)

$$\eta_{max} = \frac{1}{N} \sum \eta_{max,i}$$

III-6-2-Houles irrégulières ou aléatoires

Généralement dans la nature, les vagues sont générées par le vent dans les océans et les mers. Des vagues générées sur un espace marin sont appelées houle. La houle réelle est représentée en variable discrètes de Fourier. [22]

III-6-3- Analyse statistique d'un enregistrement d'un train de vagues

III-6-3-1- Passage par des points singuliers

Avant le développement de l'analyse spectrale, les enregistrements des houles réelles étaient traités par des méthodes statistiques. Cartwright et Longuet-Higgins (1956), considérant la houle réelle comme la superposition d'un ensemble d'oscillations diverses se propageant dans la même direction, ont fourni des premiers résultats théoriques d'ordre statistique intéressants.

Ainsi, Cartwright et Longuet-Higgins (1956) ont mis en avant les relations existant entre les différents moments d'ordre 0,2 et 4 du spectre et les fréquences de passage par des points singuliers de l'enregistrement telles que la fréquence de passage par le niveau moyen N_0 , ou par un maximum local N_{max} , permettant ainsi une estimation aisée des moments par une simple étude statistique. [22]

La distribution des cotes des maximums locaux en fonction du paramètre indicateur de la forme caractéristique du spectre de houle «ε», appelé largeur du spectre.

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4}} = \sqrt{1 - \frac{N_0}{2N_{max}}}$$

Pour des valeurs proche de zéro correspondant à des spectres étroits et une distribution des maximums de type loi de Rayleigh alors que pour des valeurs proches de l'unité, le spectre est à large bande et la distribution des maximums correspondante suit la loi de Gauss.

III-6-3-2- Valeurs caractéristiques de la houle

Dans le cas d'un spectre de houle infiniment étroit (ε=0), la répartition des hauteurs de lames suit la loi de Rayleigh suivante :

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} e^{-(h^2/sm_0)}$$

En domaine génie côtier, on définit la hauteur moyenne quadratique H_{rms} (*Root-Mean-Square*)

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum H_i^2}$$

Des hauteurs caractéristiques peuvent être définies à partir de la loi de distribution des hauteurs suivant la loi précitée :

La hauteur significative H_s ou $H_{1/3}$ définie comme la moyenne du tiers supérieur des plus hautes lames de valeur :

- ✓ La hauteur moyenne du dixième des plus hautes vagues $H_{1/10}$:

$$H_{1/10} = 5.091\sqrt{m_0} = 1.27H_s = 1.80H_{rms}$$

- ✓ La hauteur moyenne du centième des plus hautes vagues $H_{1/100}$:

$$H_{1/100} = 6.672\sqrt{m_0} = 1.67H_s = 2.36H_{rms}$$

- ✓ La hauteur moyenne des lames

$$H_{moy} = 2.507\sqrt{m_0}$$

H_{moy} : hauteur moyenne des creux de vagues

Hauteur maximale (pour un enregistrement d'un cycle de 1000 vagues)

$$H_{max} = 1.86H_{1/3}$$

En 1952 Longuet-Higgins a donné une relation pour la hauteur de la plus grande vague correspondant à un enregistrement de N vagues :

$$\frac{H_{max}}{H_{rms}} = [\sqrt{\log N} + \frac{0.2886}{\sqrt{\log N}} - \frac{0.247}{(\log N)^{3/2}}$$

Pour un train de N vagues ($N > 500$ vagues), la hauteur de la plus grande vagues est donnée par

$$\frac{H_{max}}{H_{moy}} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} [\sqrt{2 \ln N} + \frac{c}{\sqrt{2 \ln N}}]$$

C : coefficient d'Euler $C = 0,57722$

Cette relation permet de calculer H_{moy} à partir de la mesure de la plus grandes des hauteurs d'un train de N vagues, Puis de calculer H_s :

Tableau III. 2: Calcul de la hauteur significative en fonction des enregistrements de vagues (Mihoubi, 2012).

N	10	20	50	100	500	1000
H_s/H_{max}	0.83	0.75	0.67	0.62	0.54	0.52

III-7- Prévion de la houle

Pour la détermination de la houle de projet pour la construction d'ouvrage côtier, il existe deux méthodes complémentaires basé sur :

a) Exploitation de données météorologiques :

C'est la prévision à partir des mesures du vent. Dans ce cas, il existe des formules empiriques et abaqués qui permettent d'estimer la hauteur des vagues :

Formule d'Iribarren :

$$H = 1.24 \sqrt{\sqrt{F}}$$

F : Longueur du Fetch en (km)

Formule Sverdrup-Munk et Bretschneider :

$$H = 0.288 \frac{W^2}{g} th\left[0.0125 \frac{(gF)^{0.42}}{W^2}\right]$$

Bretschneider a établi des abaqués permettant le calcul l'ordre de grandeur de la hauteur de la houle et la période correspondante, connaissant la longueur du Fetch, la vitesse du vent et la durée d'action.

b) Exploitation de données provenant d'un enregistrement de houle.

A partir d'un spectre de houle, on suppose que l'enregistrement est continu de la surface libre:

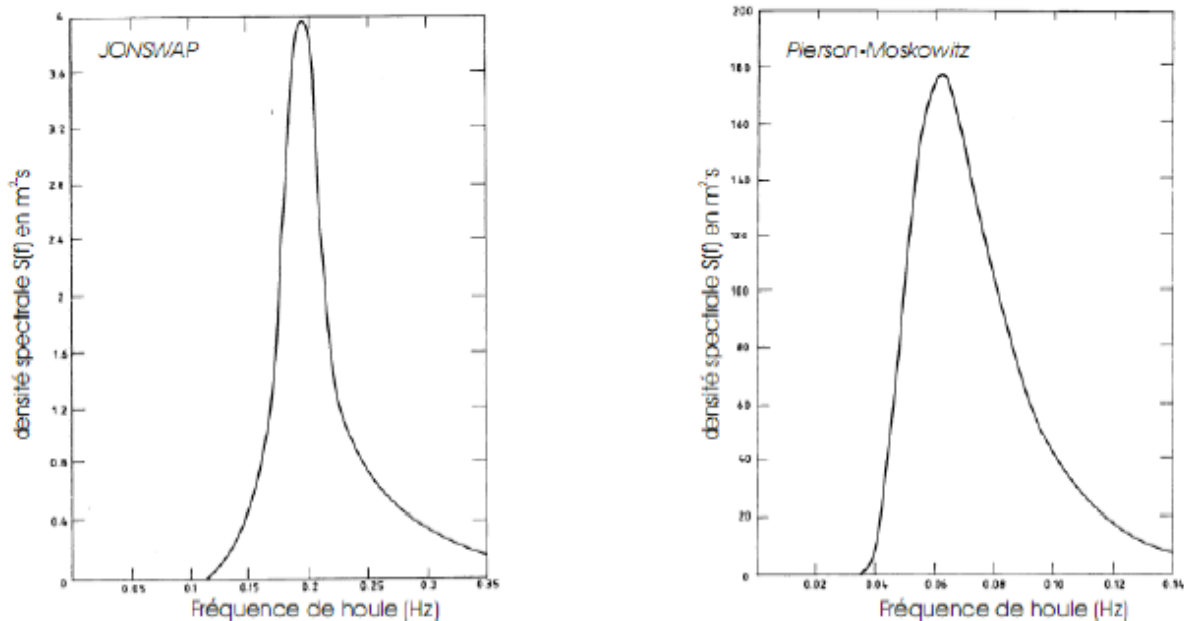


Figure III. 6: Exemple d'un enregistrement de houle (Mihoubi, 2012).

La hauteur significative est égale :

$$H_S = H_{1/3} = 4. (\text{aire sous la courbe})^{1/2}$$

Pour des prévisions à longs termes, c'est-à-dire pour un grand nombre de mesures en un point donné et sur une long période, de l'ordre de quelques années d'observation. Dans un diagramme semi logarithmique, les points des hauteurs maximales H_{max} s'alignent de façon linéaire en fonction de la probabilité d'occurrence Q égale $1-P$, telle que on peut dire:

$$H_{max} = -\alpha \log(Q)$$

Où La probabilité d'occurrence d'une houle est égale :

$$Q = \frac{1}{365.n}$$

III-8- La déformation de la houle au cours de sa propagation

Le creux de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux soit par réduction de la longueur d'onde par suite de la diminution de la profondeur. Alors la vague est partiellement ou totalement détruite : la houle déferle.

Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle ; les crêtes se déforment en plan : la houle réfracte.

Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement. La houle réfléchiée en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis.

Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle diffracte. [22]

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait l'inventaire des différentes équations et formulations auxquelles nous avons eu recours pour le développement des chapitres suivantes, nous y retrouvons des théorèmes indispensables dans tout calcul des hauteurs significatives de la houle et l'étude de stabilité en se basant sur un modèle de houle bien définis afin d'accomplir le dimensionnement de la prise d'eau de mer.

Pour toute étude d'un ouvrage offshore les équations de la houle font son apparition, en commençant tout d'abord par la nature de mer c'est à dire une eau peu profonde ou une profonde afin de tirer tous les paramètres qui caractérisent une houle : l'amplitude H , la longueur d'onde L , la période T , la profondeur d qui est un paramètre de contrôle des processus physiques affectant les vagues avec la cambrure H/L . Tout sa afin de choisir le type de la houle : régulière ou irrégulière afin de tirer le modèle qui correspond au type de la houle.



CHAPITRE IV :

***Dimensionnement de la prise
d'eau de mer FOUKA***



Introduction

La station de Fouka réceptionnée depuis peu connaît déjà un certain nombre de contraintes à savoir :

- Un développement d'algues dans l'eau de mer, avec risque d'obstruction des ouvrages de captage.
- Une variation de salinité et de turbidité de l'eau brute.

Afin de répondre à ces défaillances, nous avons pensé avant toute chose de revoir le dimensionnement d'une partie de la station de dessalement de Fouka, à savoir sa tour de captage.

On s'est intéressé donc, dans ce chapitre au dimensionnement d'une partie de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka, elle concerne la prise d'eau de mer. Celle-ci est composée d'une tour de captage munie d'une conduite d'amenée vers le bassin de captage ou l'eau arrive gravitairement.

Pour cela, nous avons fait une étude statistique des houles afin de déterminer la hauteur significative pour une période de retour définie par la durée de vie et l'importance de l'ouvrage.

Cette étude nous a permis, entre autre, de localiser l'emplacement de la tour, c'est-à-dire à quelle profondeur notre tour sera posée.

On a calculé le débit en respectant certains critères de vitesse afin de déduire les paramètres géométriques qui sont la largeur ou le diamètre de la tour et la hauteur de la tour.

IV-1- Données de base**IV-1-1-Données de houle**

Les fréquences des houles ont été établies à partir d'observations de navires obtenues auprès du KNMI (Service météorologique néerlandais) chargé du recueil des données météorologiques sur la Méditerranée. Les observations recueillis couvrent la période 1970-2005. (annexe 1)

Les étapes à suivre pour la détermination de hauteurs significatives :

1. Éliminer certaines directions par rapport au site étudié,
2. Créer un tableau qui doit contenir :
 - ✓ Les hauteurs significatives
 - ✓ Le nombre d'observations cumulées
 - ✓ Le nombre d'observations relatifs à chaque direction
 - ✓ Le calcul de la fréquence :

$$F = (\text{Nbr d'observation pour } H_{si}) / (\text{Nbr totale d'observation})$$

3. Tracer la courbe de régression pour chaque direction $H_s=f(F)$ représentée sur une échelle semi logarithmique.

On prend en considération les deux types de données, les données de la houle (Tableau IV.1) et les données de la houle + mer de vent (Tableau IV.2) afin de choisir les données qu'on doit traiter pour déterminer la hauteur significative.

Notre choix des données est basée sur la valeur maximale de la hauteur significative pour les deux types des données qu'on a cité précédemment, sachant qu'on a travailler avec le nombre d'observations cumulées pour toute direction, juste pour une seul raison c'est déduire les données qu'on doit traiter afin d'enchaîner l'étude statistique pour chaque direction dans la partie suivante.

Tableau IV. 1: Les fréquences d'apparition de la houle

$H_s(m)$	Nbr d'observations cumulées pour toute direction	Nbr d'observations relative pour toute direction	Fréquences
10	30	30	0.00003
9,5	30	30	0.00003
9	60	30	0.00003
8,5	60	30	0.00003
8	160	100	0.0001
7,5	390	230	0,0003
7	610	220	0,0003
6,5	770	160	0,0002
6	1930	1160	0,0013
5,5	2180	250	0,0003
5	4950	2770	0,0032
4,5	7230	2280	0,0026
4	16700	9470	0,0108
3,5	27270	10570	0,0121
3	56910	29640	0,0339
2,5	98950	42040	0,0481

2	195130	96180	0,0994
1,5	344530	149400	0,1101
1	578780	234250	0,2682
0,5	873400	294620	0,3373

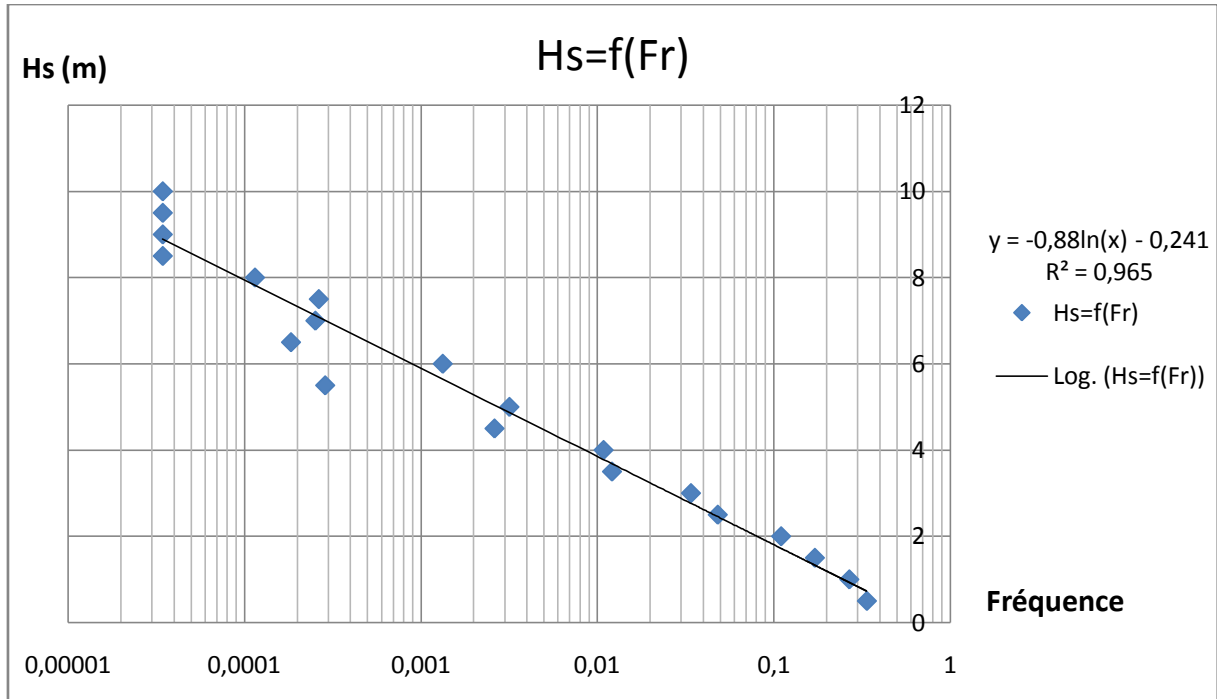


Figure IV. 1: Droite de régression des houles toutes directions confondues

Tableau IV. 2: Les fréquences d'apparitions de la houle + mer de vent

H _s (m)	Nbr d'observations cumulées pour toute direction	Nbr d'observations relative pour toute direction	Fréquences
10	100	100	0,0001
9,5	100	100	0,0001
9	100	100	0,0001
8,5	100	100	0,0001
8	190	90	0,0001
7,5	860	670	0,0008
7	1530	670	0,0008

6,5	1820	290	0,0004
6	4300	2480	0,0031
5,5	4590	290	0,0004
5	8890	4300	0,0054
4,5	12620	3730	0,0047
4	28980	16360	0,0205
3,5	46090	17110	0,0215
3	95530	49440	0,0620
2,5	156260	60730	0,0761
2	286220	129960	0,1629
1,5	460170	173950	0,2181
1	679830	219660	0,2754
0,5	797650	117820	0,1477

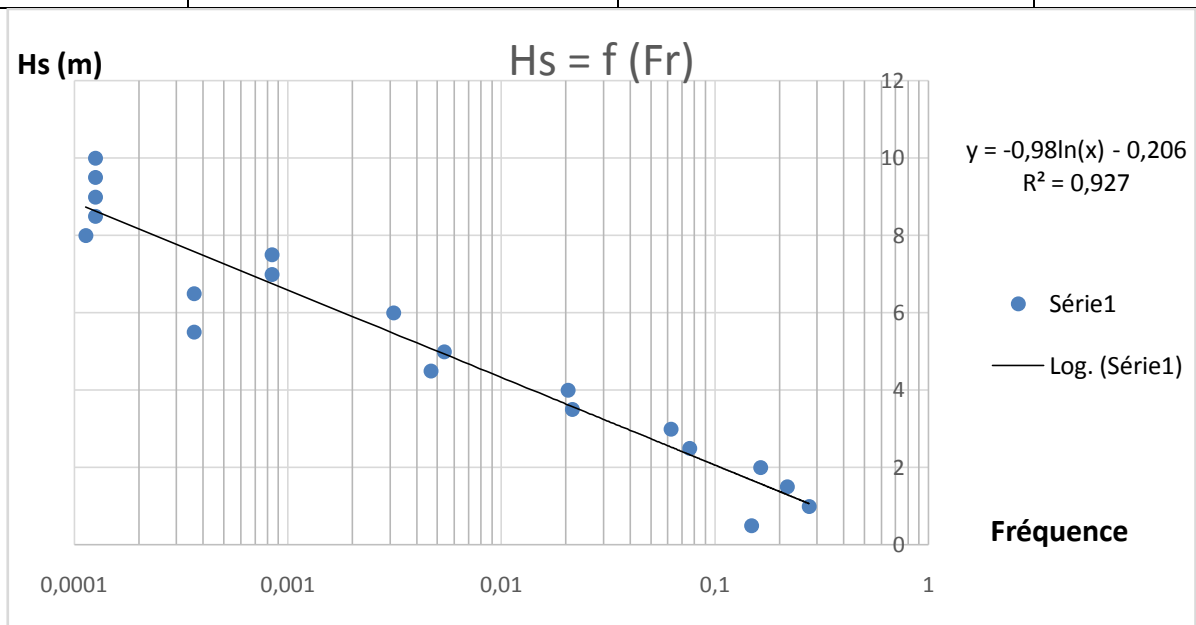


Figure IV. 2: Droite de régression des houles + mer de vent toutes directions confondues

On calcul la hauteur significative pour différentes périodes de retour pour chaque série de données (Tableau IV.3)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir des courbes de régression :

- $y = -0,88\ln(x) - 0,241$ Droite de régression des houles toutes directions confondues (Figure IV.1)
- $y = -0,98\ln(x) - 0,206$ Droite de régression des houles + mer de vent toutes directions confondues (Figure IV.2)

Avec :

y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

Vu que les données d'observation sont des fréquences mensuelles interannuelles donc :

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 3: Le calcul de la hauteur significative pour différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H_s pour les données de houle (m)	4	4.6	5.4	6
H_s pour les données de houle+mer de vent (m)	4.5	5.2	6.1	6.7

On remarque que les hauteurs significatives maximales correspondent aux données de houle+mer de vent. C'est pour cela que nous avons choisi de traiter avec les données de la houle + mer de vent.

Pour déterminer la hauteur significative maximale on étudie les données de la houle + mer de vent pour chaque direction appart.

Le choix des vents dominants pour la cote de Fouka :

Comme la baie de Fouka est rectiligne et ouverte, elle sera soumise aux différentes directions du Nord (Figure IV. 3)



Figure IV. 3: Les vents dominants pour la baie de Fouka

Cependant on doit prendre en considération les directions suivantes pour le calcul statistique des H_s :

- La direction du Nord 360°
- La direction du Nord Nord Est 30°
- La direction du Est Nord Est 60°
- La direction du Nord Nord Ouest 330°
- La direction du Ouest Nord Ouest 300°

Pour le calcul des H_s on aborde deux méthodes afin d'obtenir le H_s maximale :

- Traiter chaque direction appart
- Traiter toutes les directions confondues à la fois

Première méthode :

1) Étude des données de la houle + mer de vent pour chaque direction

- **Pour la direction Nord 360°**

Le calcul du H_s suit les mêmes étapes précédentes (Tableau IV.4).

Tableau IV. 4: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (360°)

$H_s(m)$	Nbr d'observations cummulés pour 360°	Nbr d'observations relative pour 360°	Fréquences
10	0	0	0
9,5	0	0	0
9	0	0	0
8,5	0	0	0

8	0	0	0
7,5	30	30	0,0009
7	100	70	0,0020
6,5	100	70	0,0020
6	100	70	0,0020
5,5	130	30	0,0009
5	480	350	0,0102
4,5	640	160	0,0047
4	1250	610	0,0178
3,5	1700	450	0,0131
3	3020	1320	0,0385
2,5	4690	1670	0,0487
2	8570	3880	0,1131
1,5	13970	5400	0,1574
1	22100	8130	0,2370
0,5	34300	12200	0,3557

On trace la régression de la hauteur significative en fonction des fréquences d'apparition (figure IV.4) pour déterminer H_s maximale.

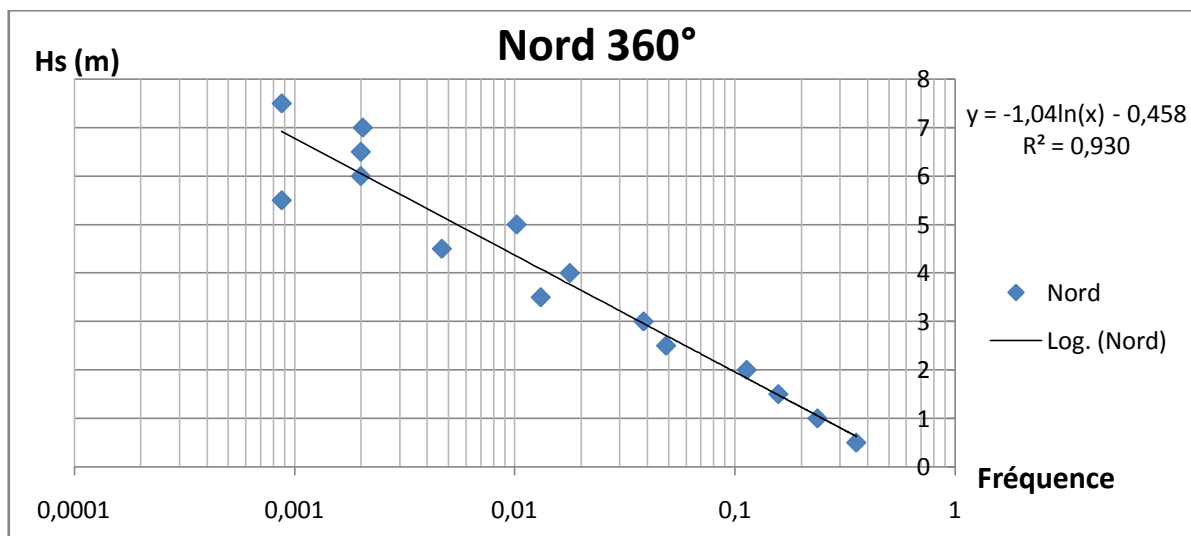


Figure IV. 4: Droite de régression des houles + mer de vent pour N 360°

Le calcul de la hauteur significative pour différentes périodes de retour pour la direction N 360° (tableau IV.4).

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -1,04\ln(x) - 0,458 \text{ (Figure IV.4)}$$

Avec :

y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition mensuel pour une période de retour T, c'est pour cela qu'on a multiplié fois 12.

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 5: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (360°)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	4.5	5.3	6.2	6.9

➤ **Pour la direction Nord Nord Est 30° :**

Le calcul du H_s suit les mêmes étapes précédentes (TableauIV.6).

Tableau IV. 6: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (30°)

H_s (m)	Nbr d'observations cumulées pour 30°	Nbr d'observations relative pour 30°	Fréquences
10	0	0	0
9,5	0	0	0
9	0	0	0
8,5	0	0	0
8	0	0	0
7,5	0	0	0
7	0	0	0
6,5	30	30	0,0005
6	190	160	0,0028

5,5	220	30	0,0005
5	290	70	0,0012
4,5	450	160	0,0028
4	870	420	0,0074
3,5	1410	540	0,0096
3	3530	2120	0,0376
2,5	6200	2670	0,0473
2	11430	5230	0,0927
1,5	20840	9410	0,1668
1	35780	14940	0,2648
0,5	56430	20650	0,3659

On trace la régression de la hauteur significative en fonction des fréquences d'apparition (figure IV.5) pour déterminer H_s maximale.

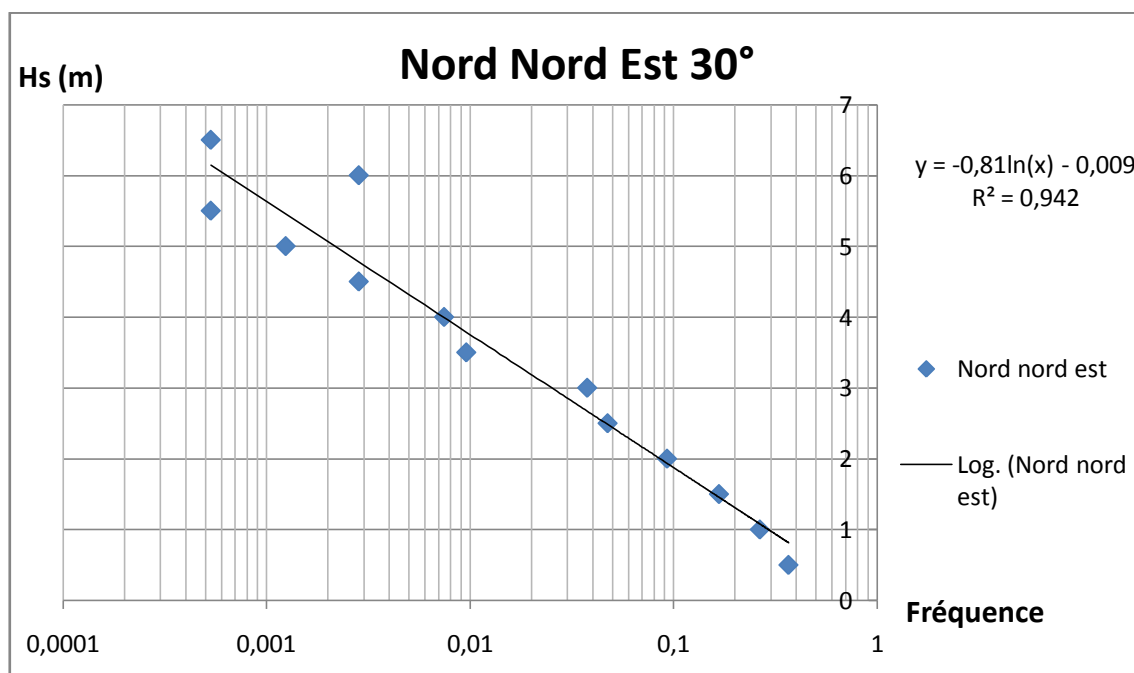


Figure IV. 5: Droite de régression des houles + mer de vent pour NNE 30°

Le calcul de la hauteur significative pour différentes périodes de retour pour la direction NNE 30° (Tableau IV.7)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -0,81 \ln(x) - 0,009 \text{ (Figure IV.5)}$$

Avec y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 7: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (30°)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	3.9	4.5	5.2	5.8

➤ **Pour la direction Est Nord Est 60°**

Le calcul du H_s suit les mêmes étapes précédentes (tableauIV.8).

Tableau IV. 8: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (60°)

H_s(m)	Nbr d'observations cumulées pour 60°	Nbr d'observations relative pour 60°	Fréquences
10	0	0	0
9,5	0	0	0
9	0	0	0
8,5	0	0	0
8	0	0	0
7,5	0	0	0
7	0	0	0
6,5	0	0	0
6	60	60	0,0004
5,5	60	60	0,0004
5	390	330	0,0021
4,5	710	320	0,0020

4	2180	1470	0,0092
3,5	4010	1830	0,0114
3	8740	4730	0,0295
2,5	15250	6510	0,0406
2	32820	17570	0,1097
1,5	62370	29550	0,1844
1	109290	46920	0,2928
0,5	160220	50930	0,3179

On trace la régression de la hauteur significative en fonction des fréquences d'apparition(Figure IV.6) pour déterminer H_s maximale.

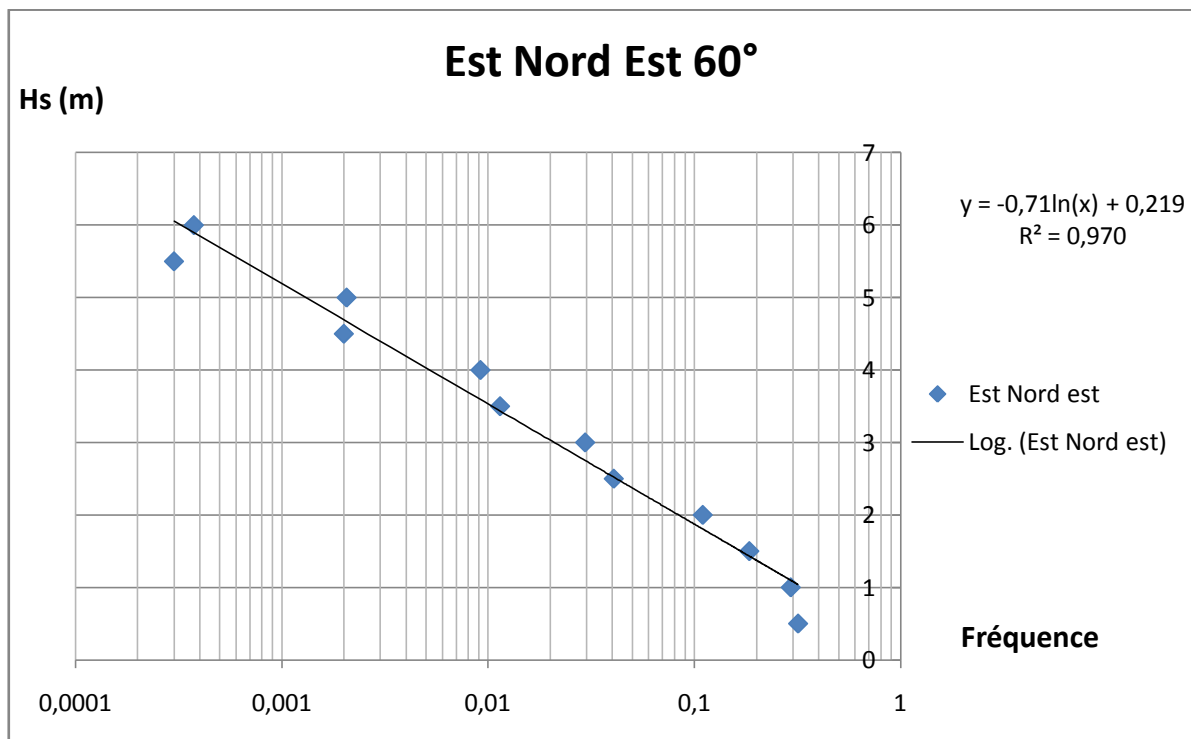


Figure IV. 6: Droite de régression des houles +mer de vent pour ENE 60°

Le calcul de la hauteur significative pour différentes périodes de retour pour la direction ENE 60°(tableau IV.9)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -0,71 \ln(x) + 0,219 \text{ (Figure IV.6)}$$

Avec :

y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 9: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (60°)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	3.2	3.7	4.4	5.3

➤ **Pour la direction Nord Nord Ouest 330°**

Le calcul du H_s suit les mêmes étapes précédentes (tableau.IV.10).

Tableau IV. 10: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (330°)

H_s (m)	Nbr d'observations cumulées pour 330°	Nbr d'observations relative pour 330°	Fréquences
10	0	0	0
9,5	0	0	0
9	0	0	0
8,5	0	0	0
8	0	0	0
7,5	0	0	0
7	0	0	0
6,5	0	0	0
6	0	0	0
5,5	0	0	0
5	100	100	0,0032

4,5	160	60	0,0019
4	710	550	0,0176
3,5	1280	570	0,0182
3	2670	1390	0,0445
2,5	4270	1600	0,0512
2	7320	3050	0,0976
1,5	13100	5780	0,1850
1	20390	7290	0,2333
0,5	31250	10860	0,3475

On trace la régression de la hauteur significative en fonction des fréquences d'apparition (figure IV.7) pour déterminer H_s maximale.

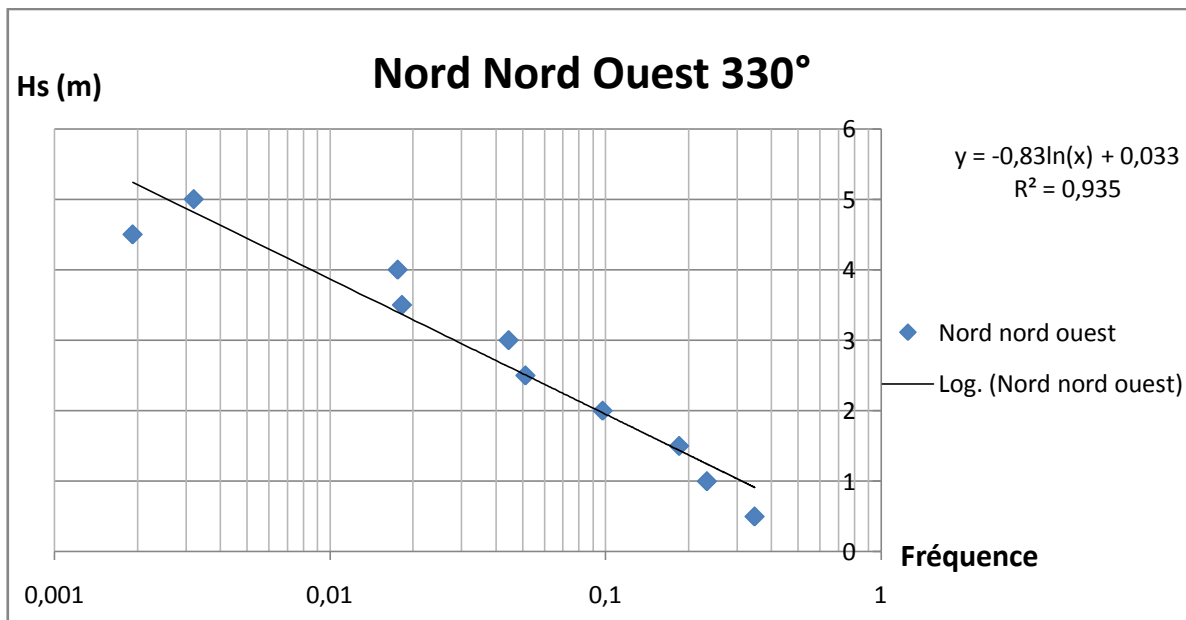


Figure IV. 7: Droite de régression des houles +mer de vent pour NNO 330°

Le calcul de la hauteur significatif pour différentes période de retour pour la direction NNO 330° (tableau IV.11)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -0,83 \ln(x) + 0,033 \text{ (Figure IV.7)}$$

Avec :

y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

$$x = f = \frac{1}{T.12}$$

Tableau IV. 11: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (330°)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	4	4.2	4.6	5.8

➤ **Pour la direction Ouest Nord Ouest :**

Le calcul du H_s suit les mêmes étapes précédente (tableau IV.12).

Tableau IV. 12: Les fréquences d'apparition de la houle + mer de vent (300°)

H_s (m)	Nbr d'observations cumulées pour 300°	Nbr d'observations relative pour 300°	Fréquences
10	0	0	0
9,5	0	0	0
9	0	0	0
8,5	0	0	0
8	0	0	0
7,5	30	30	0,0005
7	30	30	0,0005
6,5	30	30	0,0005
6	220	190	0,0036
5,5	260	40	0,0008
5	580	320	0,0060
4,5	740	160	0,0030
4	1540	800	0,0150
3,5	2250	710	0,0134
3	4240	1990	0,0374
2,5	7190	2950	0,0555

2	13940	6750	0,1269
1,5	23280	9340	0,1756
1	36740	13460	0,2531
0,5	53180	16440	0,3091

On trace la régression de la hauteur significative en fonction des fréquences d'apparition (figure IV.8) pour déterminer H_s maximale.

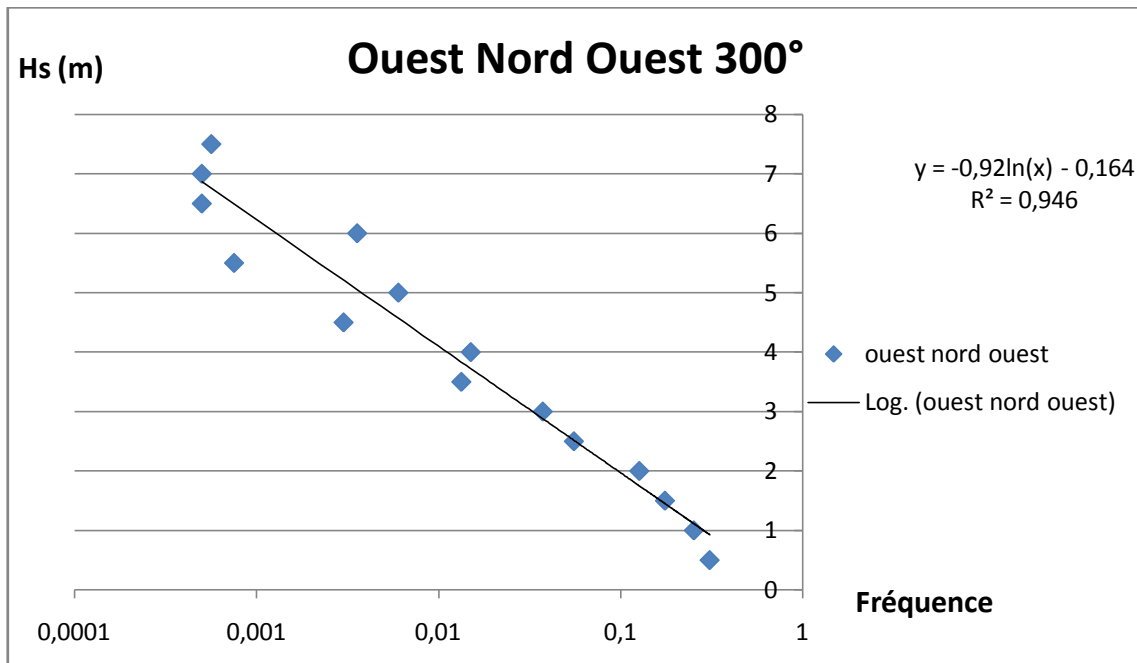


Figure IV. 8: Droite de régression des houles +mer de vent pour ONO 300°

Le calcul de la hauteur significative pour différentes période de retour pour la direction ONO 300° (tableau IV.13)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -0,92 \ln(x) - 0,164 \text{ (Figure IV.8)}$$

Avec :

y : la hauteur significative

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 13: Les hauteurs significatives de la houle + mer de vent (300°)

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	4.2	4.9	5.8	6.4

On fait un tableau récapitulatif pour toutes directions afin de déterminer $H_{s\ max}$ (Tableau IV.14) :

Tableau IV. 14: Les $H_{s\ max}$ pour toutes directions et différentes périodes de retour

Directions T (ans)	N	NNE	ENE	NNO	ONO
10	4.5	3.9	3.2	4	4.2
20	5.3	4.5	3.7	4.2	4.9
50	6.2	5.2	4.4	4.6	5.8
100	6.9	5.8	5.3	5.8	6.4

D'après le tableau IV.13, la direction qui représente le cas le plus défavorable est celle du Nord 360° vu que les H_s sont maximales par rapport aux autres directions.

Deuxième méthode :

Elle consiste à traiter tous les données de la houle+mer de vent en toute direction confondue et faire une seule régression (figure IV.9).

2) Etude des données de la houle + mer de vent pour toutes directions confondues

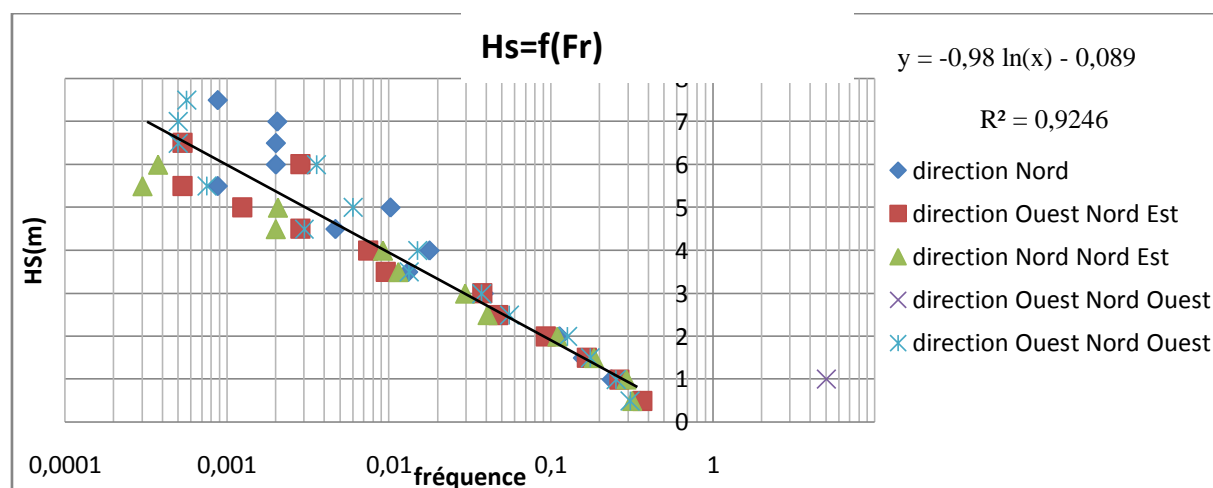


Figure IV. 9: Les fréquences d'apparition de la houle+mer de vent pour toutes directions

Le calcul de la hauteur significative pour différentes période de retour pour toutes les directions confondues (Tableau IV.15)

Les Hauteurs significatives sont calculées à partir de la courbe de régression :

$$y = -0,98 \ln(x) - 0,089 \text{ (Figure IV.9)}$$

Avec :

y : la hauteur significative H_s

x : la fréquence d'apparition pour une période de retour T

$$x = f = \frac{1}{T \cdot 12}$$

Tableau IV. 15: les hauteurs significatives pour plusieurs périodes de retour

Période de retour (ans)	10	20	50	100
H significative(m)	4.6	5.3	6.1	6.8

On en déduit les hauteurs de houle caractéristiques suivantes pour toutes les directions.

On dimensionne avec la période de retour cinquantennale pour les raisons suivantes :

- ✓ La durée de vie de l'usine, c.-à-d. que la station de dessalement d'eau de mer de FOUKA est exploitable pour une durée de 30 ans.
- ✓ Les ouvrages et structures maritimes sont généralement dimensionnés avec T=50ans.

La variation entre la hauteur de houle cinquantennale et centennale est de l'ordre de + 0.7 m (cas extrême), cette différence de hauteur ne pose néanmoins pas de problème pour notre ouvrage (l'aspiration d'eau de mer)

Pour chaque secteur de 30° (Tableau IV.16), les hauteurs des houles cinquantennales s'établissent à :

Tableau IV. 16: Les hauteurs significatives cinquantennale pour chaque secteur

Par secteur	30°	60°	360°	330°	300°
H significative(m)	5.2	4.8	6.2	5.4	5.8

La hauteur significative la plus importante est celle de la direction du Nord 360°, elle correspond à $H_s=6.2m$

On doit calculer la hauteur maximale et la limite de déferlement afin de déterminer la profondeur et le positionnement de la tour

❖ **Le calcul de H_{max}**

Pour estimer H_{max} en fonction de la hauteur significative H_s selon théorie de Longuet –Higgins (1959). Pour un enregistrement d'un cycle de 1000 vagues ou plus

$$H_{\max} = 1,86 * H_s = 11,6\text{m}$$

❖ **Le calcul du H_{déf}**

La limite de déferlement est définie par le critère de Mc Cowan:

Pour étudier la limite de déferlement Mc Cowan a proposé de considérer que chaque vague est prête à déferler comme une onde solitaire tel que :

$$H_{\text{Déf}}/H_{\max} = 0.78$$

Avec :

H_{max} : la hauteur maximale pour un H_s

H_{Déf} : La limite de déferlement

$$H_{\text{Déf}} = 0.78 * 11.6 = 9.1\text{m}$$

La hauteur de l'ouvrage ne devra donc pas dépasser 9m de haut pour permettre de garder de la marge à la cote 9m par rapport au zéro hydrographique pour ne pas avaler d'air en fonctionnement lors de fortes houles.

La tête d'aspiration ne doit pas être en mesure d'avaloir de l'air. En effet, l'avalement d'air n'est pas néfaste pour la tête d'aspiration mais pour la stabilité de la conduite. La seule possibilité pour la conduite d'avaloir de l'air vient de la houle. Une houle trop importante pourrait aboutir à ce que la grille d'aspiration se trouve en air ou à une profondeur trop faible permettrait d'aspirer de l'air via le tourbillon due à l'effet de siphon. (Figure IV.10)

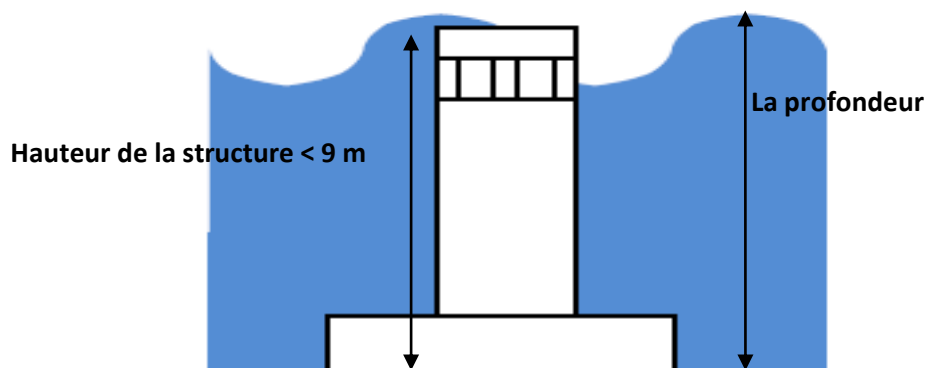


Figure IV. 10: une représentation d'une tour de captage

IV-2-Prise d'eau en mer**IV-2-1-Dimensionnement de la tour de captage**

Les prises d'eau puisent l'eau de meilleure qualité possible, loin de la côte, et la transporter l'eau via des conduites vers la station de pompage localisée en bord de mer. Les têtes de prises sont aussi conçues pour éviter que des plantes, poissons et sables (sédiments) soient introduits dans les conduites de prises d'eau.

la structure que l'on propose est constituée de deux ouvrage de prises d'eau directes en mer ouverte posés sur le fond marin qui est stableet aucune fondation particulière n'est nécessaire (Selon les études de réfraction sismique).

L'emplacement à une profondeur bien défini et une distance d'environ 1100 m au large de la côte a été retenu pour les raisons suivantes:

- ✓ La profondeur de la tour permet de s'assurer que la qualité d'eau n'est pas affectée par les vagues et l'aspiration des solides flottants.
- ✓ Une profondeur de 10-15 m est typiquement prévue dans notre installation par rapport à la bathymétrie de Fouka.
- ✓ Cette distance de la côte permet de se protéger contre les matières en suspension transportées par les oueds;
- ✓ La profondeur permet d'installer les grilles d'entrée de la prise d'eau à 5 mètres au-dessus du fond marin ce critère est typiquement prévue dans les installations similaires ;
- ✓ La conception permet d'éviter l'entraînement de particules du fond marin remises en suspension par l'action des courants et une mise à l'air lors des houles extrêmes;
- ✓ La distance de la côte et la profondeur choisie permettent une installation et un entretien aisé de la prise d'eau.

Ces structures ont généralement une structure de collecte singulière qui se trouve dans une position idéale, à une profondeur de la mer suffisante, où l'eau pénètre dans les pipelines sous-marins.

IV-2-1-1- Le choix du matériau de la tour

La structure située dans la mer est généralement faite de béton ou formé par des pièces spéciales de GRP ou de l'inox traité (ou d'autres matières plastiques). La structure métallique est rarement utilisée (pour les problèmes de corrosion).

On a choisi l'inox traité pour les raisons suivantes :

L'acier inoxydable est un alliage d'acier, de chrome, éventuellement de nickel et d'autres métaux, qui présentent une excellente résistance à la corrosion. Il est en outre esthétique, hygiénique, facile à entretenir, recyclable, offre une grande variété d'aspects et entre dans la fabrication de nombreux ouvrages dans les milieux marins.

IV-2-1-2-Le calcul du débit brute

Le débit brut aspiré dans la tour de captage est lié au taux de conversion des membranes dans la phase de traitement.

Le traitement consiste à passer l'eau de mer à travers des membranes semi-perméables qui permettent de passer l'eau mais retiennent les sels et les matières dissoutes tels les chlorures, les sulfates, le sodium et le calcium. Une fraction de l'eau dite eau traitée environ 45 % de perméat a une très faible teneur en matières dissoutes et environ 55% de saumure qui représente le rejet.

Le débit d'eau qu'on doit assurer pour la consommation : $Q_{\text{production}}=120000\text{m}^3/\text{j}$

On ajoute un débit supplémentaire pour les eaux de services et d'incendie qui égale à 1% d'eau traité

Le débit qui représente les eaux de services et d'incendie est :

$$Q_{\text{service}} = 0.01 * 120000 = 1200\text{m}^3/\text{j}$$

Et pour cela le débit d'eau à produire est de

$$Q_{\text{production}} = Q_{\text{cons}} + Q_{\text{service}} = 120000 + 1200 = 121200 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le calcul du débit brut est lié au taux de conversion de la membrane qui est de 45%

Cela veut dire que : 45% correspond au débit de production $Q_{\text{production}}=121200 \text{ m}^3/\text{j}$

100% correspond au débit brute

$$Q_{\text{brute}} = 121\,200 * (100/45) = 269\,334 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit d'eau brute à aspirer de la mer est d'environ 269 334 m³/j.

Le calcul suivant c'est le calcul de la section efficace qui est la section d'entrée de l'eau de mer.

IV-2-1-3- Calcul des sections

Le débit brute est de $Q_{\text{brute}} = 269\,334 \text{ m}^3/\text{j} = 3,12 \text{ m}^3/\text{s}$

• **La surface d'entrée est la surface exposée sans prendre en compte les barreaux des grilles:**

On considère que le régime est uniforme afin de pouvoir calculer la section.

La vitesse d'entrée de la prise d'eau est limitée à 0,1 m/s afin d'éviter l'aspiration des solides en suspension ainsi la faune et la flore.

$$Q_{\text{brute}} = v \cdot S_{\text{entrée}}$$

$$S_{entr\ée} = \frac{Q_{brute}}{v} = \frac{3.12}{0.1}$$

$$S_{entr\ée} = 31,2 \text{ m}^2$$

La limitation de la vitesse d'entrée de l'eau de mer au niveau des grilles fixe la surface exposée $S_{entr\ée} = 31,2 \text{ m}^2$.

Le niveau minimum d'entrée est à 5 m du fond c'est un critère de conception dans les ouvrages de la prise d'eau de mer dans les régions peu profondes ou la profondeur est comprise entre 10 et 15m.

Plus on a démontré que la tour a une hauteur qui est inférieure à 9m pour respecter le critère de déferlement. On prend une hauteur de sécurité de 8m pour ne pas avoir un avalement d'air et éviter le phénomène de siphon.

Cela permis de choisir la dimension de h qui peut aller jusqu'à 3m mais avec la présence d'un couvercle au-dessus des grille qui joue le rôle d'un regard d'inspection pour la maintenance de la tour qui a une hauteur de 0.5m.

Donc la hauteur des grilles est :

$$h_{total} = h_{entr\ée} + h_{barreaux} + h_{couvercle} \implies h_{barreaux} = h_{total} - h_{entr\ée} - h_{couvercle}$$

avec :

h_{total} : La hauteur de la tour

$h_{entr\ée}$: Le niveau d'entrée de l'eau à partir du fond

$h_{barreaux}$: La hauteur des grilles

$h_{couvercle}$: L'épaisseur du couvercle

A.N :

$$h_{barreaux} = 8 - 5 - 0.5 = 2.5 \text{ m}$$

Des barreaux d'une hauteur de 2,5 m et de 20 mm d'épaisseur, espacés de 80 mm, ces dimensions sont normalisées et proportionnelles avec la hauteur et la section d'entrée pour éviter l'introduction de poissons dans la prise d'eau

Maintenant on calcule le diamètre de la surface d'entrée qui est aussi le diamètre de la tour comme on a une tour de prise de forme cylindrique, cela nous permet de écrire que :

$$S_{entr\ée} = \pi \times d \times h_{barreaux}$$

Avec : $S_{entr\ée}$: La surface d'entrée de l'eau de mer

d : Le diamètre de la tour de prise

$$d = \frac{S_{entrée}}{\pi \times h_{barreaux}}$$

AN :

$$d = 31,2 / (\pi \times 2,5) = 3,97 \approx 4 \text{ m.}$$

on calcule le périmètre de la tour afin de tirer le nombre des barreaux et les dimensions des poutres qui soutiennent et stabilisent le couvercle :

$$S_{entrée} = b \cdot h_{barreaux} \quad \Rightarrow \quad b = S_{entrée} / h_{barreaux}$$

A.N : $b = 31,2 / 2,5 = 12,5 \text{ m}$ c'est le périmètre de la tour

$$B = N (e + E)$$

Avec :

N : Le nombre des barreaux

e : Epaisseur des barreaux

E : Espacement entre les barreaux

$$N = 12,5 / (0,08 + 0,02) = 125 \text{ barreaux}$$

• **Le calcul de la section des barreaux :**

$$S_{barreaux} = N \cdot e \cdot h = 125 \cdot 0,02 \cdot 2,5$$

$$S_{barreaux} = 6,25 \text{ m}^2$$

Avec :

e : l'épaisseur des barreaux

h : La hauteur des barreaux

N : Le nombre des barreaux

• **Le calcul de la surface des poutres HEB :**

Vu que la forme de la tour est cylindrique on propose :

- ✓ Le nombre de poutres est de $n=3$ est pour maintenir le couvercle car la répartition des forces est uniforme sur une surface circulaire,
- ✓ Une longueur $h=2,5\text{m}$ (même longueur des grilles)
- ✓ Une largeur de $l=0,3\text{m}$

$$S_{\text{poutre}} = n \times h \times l$$

Avec

S_{poutre} : La section des poutres

n : Le nombre des poutres

h : La hauteur des poutres

l : La largeur des poutres

A.N :

$$S_{\text{poutre}} = 3 \times 2,5 \times 0,3 = 2,25 \text{ m}^2$$

On calcul la section efficace qui correspond à la section de passage de l'eau à travers les barreaux :

$$S_{\text{efficace}} = S_{\text{entrée}} - S_{\text{barreaux}} - S_{\text{poutres}} = 31,2 \text{ m}^2 - 6,25 \text{ m}^2 - 2,25 \text{ m}^2 = 22,5 \text{ m}^2$$

On recalcule le débit brut avec la section qu'on a trouvé et on vérifie si cette section peut assurer le passage de ce débit

✓ **La vérification du débit brute :**

Pour une surface efficace $S_{\text{efficace}} = 22,50 \text{ m}^2$ et une vitesse $v = 0,1 \text{ m/s}$ le débit brute est calculé comme suit :

$$Q_{\text{brute}} = V_{\text{entrée}} * S_{\text{entrée}}$$

A.N :

$Q_{\text{brute}} = 0,1 / 22,5 = 2,25 \text{ m}^3/\text{s} < 3,12 \text{ m}^3/\text{s}$ comme ce débit est inférieur au débit brute qu'on doit assurer cela veut dire que la section efficace trouvée ne peut pas assurer le passage de du le débit brute de $3,12 \text{ m}^3/\text{s}$, pour cela on doit augmenter le diamètre.

On augmente le diamètre de la tour à 5m et on fait une vérification dimensionnelle pour tous les compartiments de la tour.

IV-2-1-4-Vérification dimensionnelle

a) La vérification de la vitesse d'entrée

- **La surface exposée sans prendre en compte les barreaux**

Pour une hauteur de grille $h = 2,5 \text{ m}$ et un diamètre de corps $d = 5 \text{ m}$

$$S_{\text{entrée}} = \pi \times d \times h_{\text{barreaux}} = \pi \times 5 \times 2,5 = 39,3 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{entrée}} = b \cdot h_{\text{barreaux}} \quad \Rightarrow \quad b = S_{\text{entrée}} / h_{\text{barreaux}}$$

A.N :

$$b = 39,3/2,5 = 15,72 \text{ m c'est le périmètre de la tour}$$

$$b = N(e+E) \implies N = 15,72 / (0,08 + 0,02) = 158 \approx 160 \text{ barreaux}$$

- **La surface de l'ensemble des barreaux**

Pour un nombre de barreaux $N=160$ avec une épaisseur de $e=20\text{mm}$

$$S_{\text{barreaux}} = N \cdot e \cdot h = 160 \cdot 0,02 \cdot 2,5$$

$$S_{\text{barreaux}} = 8 \text{ m}^2$$

- **La surface des poutres HEB**

Pour un nombre de poutres $n=3$ et une longueur $L=2,5\text{m}$ et une largeur $l=0,3\text{m}$

$$S_{\text{poutre}} = n \cdot h \cdot l = 3 \cdot 2,5 \cdot 0,3 = 2,25 \text{ m}^2$$

- **La surface efficace**

$$S_{\text{efficace}} = S_{\text{entrée}} - S_{\text{barreaux}} - S_{\text{poutres}} = 39,3 \text{ m}^2 - 8 \text{ m}^2 - 2,25 \text{ m}^2 = 29 \text{ m}^2$$

Pour une surface d'entrée $S_{\text{efficace}} = 29 \text{ m}^2$ et un débit $Q_{\text{brute}} = 3,12 \text{ m}^3/\text{s}$ la vitesse d'entrée est calculée comme suit :

$$V_e = Q_{\text{brute}} / S_e = 3,12 / 29,01 = 0,107 \text{ m/s}$$

La limitation de la vitesse d'entrée de l'eau de mer au niveau des grilles fixe la surface d'ouverture à $S_e = 29,05 \text{ m}^2$. Donc le critère de la vitesse est vérifié

Cela permis de choisir les dimensions de la tour :

Rayon de la structure: 5000 mm

Hauteur des barreaux de grille: 2500 mm

Hauteur de la tour : 8000mm

La hauteur de la tour nous a permis de déduire a quel profondeur la tour sera fixé :

$$H_{\text{profondeur}} = H_{\text{houle}} + h_{\text{tour}}$$

Avec :

h_{tour} : La hauteur de la tour 8m

h_{houle} : La hauteur de la houle au-dessous du niveau zéro hydrographique qui égale à

$$H_{\text{houle}} = H_{\text{max}} - H_s$$

Avec :

H_{max} : la hauteur maximal de la houle $H_{\text{max}} = 11.6\text{m}$

H_s : la hauteur significative de la houle au-dessus de niveau zérohydrographique

A.N :

$$H_{\text{houle}} = 11.6 - 6.2 = 5.4\text{m}$$

$$H_{\text{profondeur}} = 5.4 + 8 = 13.4\text{m}$$

Comme la bathymétrie de Fouka est comprise entre 10 et 15m Donc la tour peut être fixé à une profondeur comprise entre 13.4 et 15m, l'étude bathymétrique du fond marin sera le facteur décisif pour ce choix.

On propose une conception de la prise d'eau de mer basé sur deux tours de captage, chaque tour est munie d'une conduite d'amenée vers le bassin de captage pour les raison suivantes :

- La possibilité de faire une maintenance dans l'une des tours ou des conduites en cas d'une défaillance dans le système d'adduction.
- une seul tour munie d'une seul conduite peut assurer un 100% du débit, comme on peut avoir un système de 50% de débit dans chacune de tour, sauf qu'on peut avoir un entrainement d'air dans les conduites
- Ce système présente un énorme avantage pour un système de redondance entre les tours pour alléger le fonctionnement.

IV-3- Dimensionnement des conduites d'amenées



IV-3-1- Choix du matériau de conduite

Une analyse des différents types de matériaux de conduite a été faite dans le cadre de l'étude de variantes (Tableau IV.17). Grâce à cette analyse, plusieurs matériaux ont été écartés, et seule le **PEHD** a été retenue pour tous les tronçons du projet.

La comparaison détaillée entre les différents types de conduites

Tableau IV. 17: Les différents types de conduites

Type du tuyau	Avantages	inconvénients
Tuyau en fonte ductile	- Détection des fuites facile, - Le plus communément utilisé, - Résistant aux	- Nécessite des mesures anti-corrosion, - Diminution de la section hydraulique, - Fléchissement en

	<p>chocs extérieurs,</p> <ul style="list-style-type: none"> - Gamme de pièces spéciales variée, - Economique, - Ne nécessite pas de joints de dilatation. 	<p>terrain instable,</p> <ul style="list-style-type: none"> - Matériau lourd, - Transport difficile et coûteux, - Erosion par le chlore.
<p>Tuyau en acier Revêtement en asphalte</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Résistant aux fortes pressions, - Utilisation pour les diamètres importants, - Dilatation et compression négligeables, - Revêtement int robuste, - Gamme de pièces spéciales variée. 	<ul style="list-style-type: none"> - Pièces spéciales difficiles à fabriquer, - Revêtement int difficile après soudure, - Non élastique, - Matériau lourd, - Manipulation difficile, - Plus le diamètre est important plus la déformation est importante
<p>Tuyaux en acier Revêtement en polyéthylène</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Résistant aux fortes pressions, - Utilisation pour les diamètres importants, - Dilatation et compression négligeables, - Revêtement int robuste, <p>Revêtement ext absorbe bien les chocs,</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Endommagement du revêtement ext, - Lors du transport ou construction, - Non élastique, - Matériaux lourds, - Manipulation difficile, - Plus le diamètre est important plus la déformation est importante, - Technique de soudage nécessite

		experts, - Risques de corrosion importants sur les parties coupées.
<p>Tuyau en polyéthylène à haute densité</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Conduites flexibles, - Nécessite peu de pièces spéciales, - peu de fuite, - Bonne élasticité 	<ul style="list-style-type: none"> - Dilatation importante sous l'effet de la chaleur donc utilisation de joints, - Mécaniques impossible, - Elasticité importante, - Matériaux légers, - Technique de soudage nécessite experts, - Nécessite un temps de refroidissement après fusion.

IV-3-2- Etude économique des matériaux de conduites

Suite à l'étude comparative des avantages et des inconvénients entre les différents matériaux susceptibles d'être utilisés (tableau IV.18), nous avons établi une étude technico-économique en prenant en considération :

- ✓ Le coût de la conduite,
- ✓ Le coût des joints des conduites,
- ✓ Le coût des travaux d'installation des conduites.

Tableau IV. 18: La comparaison des coûts

Diamètre(mm)	Tuyau en fonte ductile (DA)	Tuyau en acier : Revêtement en asphalt (DA)	Tuyau en acier : Revêtement en Polyéthylène(DA)	Tuyau en polyéthylène(DA)
DN 80	672	724	778	613
DN 100	719	802	835	689

DN125	809	888	925	788
DN150	843	952	992	826
DN200	965	1120	1166	1008
DN250	1106	1318	1372	1169
DN300	1256	1608	1674	1384
DN350	1419	1889	1967	1628
DN400	1625	2147	2236	1926
DN450	1814	2352	2435	2176
DN500	1995	2579	2671	2507
DN600	2384	3133	3278	3281
DN700	2831	3588	3661	4100
DN800	3417	4366	4455	5053
DN900	4184	4943	5044	6116
DN1000	4971	6059	6183	7289
DN1100	5796	6884	7024	8572
DN1200	6644	7980	8692	9965
DN1300	7573	8864	9403	11468
DN1400	8582	9936	10592	13081
DN1500	9659	11070	11854	14804
DN1600	10804	12266	13190	16637
DN1700	12018	13524	14601	18580
DN1800	13299	14844	16085	20633
DN1900	14648	16226	17644	22796
DN2000	16066	17670	19276	25069

Le graphe suivant présente les coûts des conduites pour différents matériaux en fonction des diamètres (Figure IV.11)

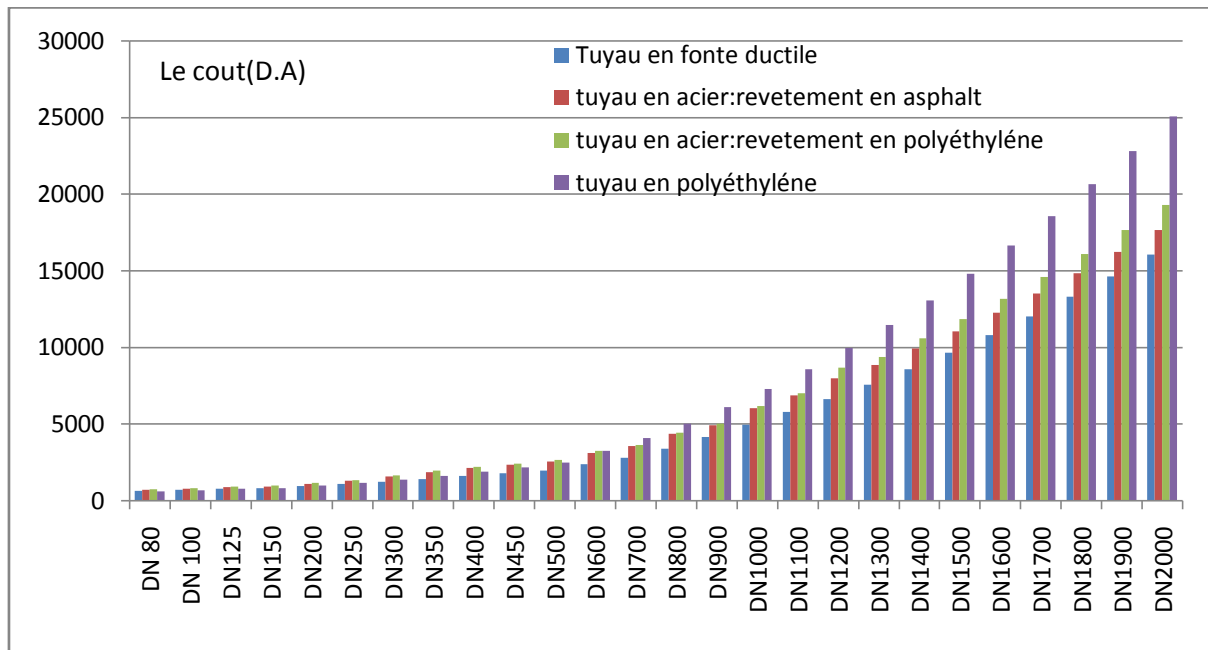


Figure IV. 11: Graphe de comparaison économique entre les différents matériaux

Le résultat de notre étude économique donne que :

- ✓ Pour des diamètres inférieurs à 200mm, les tuyaux en polyéthylène représentent le coût le plus bas en comparant aux autres conduites.
- ✓ Pour des diamètres supérieurs ou égal à 200mm, les tuyaux en fonte ductile représentent le coût le plus bas.

IV-3-2-1-Résultat de l'étude comparative des matériaux de conduite

Les résultats obtenus montrent que la fonte ductile est la plus économique mais elle n'est pas la plus appropriée pour des raisons techniques.

En effet l'avènement des gros diamètres, permettant le passage de grands débits, l'amenée de l'eau de mer vers les stations de dessalement se fait exclusivement en tubes PEHD.

Ce quasi-monopole du PEHD est obtenu grâce à deux avantages : Une insensibilité à la salinité de l'eau de mer et une flexibilité qui permet aux conduites de résister durablement aux courants marins sans se détériorer.

a) *Corrosion :*

Le PE est inerte chimiquement, pour pratiquement tous les usages, à l'intérieur de sa plage de température d'utilisation. Il ne rouille pas, ne se pique pas, ne se corrode pas. De ce fait, son épaisseur n'est modifiée par aucune corrosion chimique ou électrique provenant du milieu environnant

b) Abrasion :

La surface paraffinique du polyéthylène lui assure un faible coefficient de friction. Les tubes en polyéthylène ont ainsi une excellente résistance à l'abrasion.

Par rapport aux autres tubes traditionnellement utilisés dans le domaine du transport de l'eau, l'utilisation de tubes en polyéthylène permet d'augmenter considérablement la durée de vie des canalisations vis-à-vis de l'abrasion.

c) Flexibilité :

La propriété de flexibilité et l'aptitude à se déformer sans dommage permanent permettent en outre aux conduites d'être cintrées dans le cas de tracés difficiles ou de changement de direction.

d) Autobutage :

Les canalisations PE permettent de limiter au minimum les points d'ancrage du réseau. Cette caractéristique, assurée par l'aptitude du matériau PE à être conditionné en grandes longueurs et par les techniques de raccordement par soudage, simplifie la conception du réseau. L'autobutage a des répercussions non négligeables dans la rapidité d'exécution du projet.

e) Étanchéité :

Le mode d'assemblage du PE (soudage par électrofusion et soudage bout à bout) confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.

Des essais de résistance à la pression hydraulique effectués au laboratoire ont montré que les joints de soudures sont plus fiables que le tube. Lorsque l'essai est poussé jusqu'à la rupture, celle-ci se produit toujours en dehors de la zone de soudure.

IV-3-3- Le calcul technico-économique des diamètres

La vitesse dans les conduites est comprise entre 1,3 et 2,0 m/s pour limiter la formation de dépôts (les moules et les Matières en suspension).

Le débit brut est de 269 334 m³/j. (3,12 m³/s)

Le calcul du diamètre optimal est alors donné par les formules suivantes :

$$D = \sqrt{Q} \text{ Formule de Bonin}$$

$$D = 1.5\sqrt{Q} \text{ Formule de Bress}$$

Dans laquelle le débit Q est en m³/s et D en m

$$D_1 = \sqrt{3.12} = 1.76\text{m}$$

$$D_2 = 1.5\sqrt{3.12} = 2.64\text{m}$$

On choisit une série de diamètres commerciaux proches de D_1 et D_2 , et on effectue le calcul technico-économique

$$D = \langle 1500 \text{ mm}; 2200 \text{ mm} \rangle$$

Pour la détermination du diamètre optimal, les pertes de charges sont généralement calculées à partir de la formule de Colebrook

$$j = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{K}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right]$$

J : perte de charge unitaire par frottement en m de colonne d'eau par m de tuyau

λ : Coefficient de perte de charge sans dimension

D : diamètre intérieur du tube en m

V : vitesse d'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur en m/s^2

K : coefficient de rugosité

Re : nombre de Reynolds

ν : viscosité cinématique de l'eau de mer $1.1 * 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$

✓ Le nombre de Reynolds est calculé de la manière suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

✓ On calcule le rapport ε/D

Avec

ε : La rugosité de la conduite

V : La vitesse d'écoulement dans la conduite

✓ à partir de l'abaque de Colebrook (annexe 3) on obtient le coefficient f de perte de charge

✓ On calcule la perte de charge unitaire $j = \lambda/D * (v^2/2g)$

✓ On calcule la perte de charge linéaire $J = j * L$

Les pertes de charges sont calculées pour des réseaux linéaires. Il est courant d'appliquer une majoration de 10% pour un réseau présentant un nombre de raccords importants. (Tableau IV.19)

Il faut également tenir compte d'une perte de charge linéaire supplémentaire de :

+3% en cas de soudage bout à bout

+1% en cas d'électrosoudage

On fait une majoration sur la perte de charge de 5%, pour prendre en considération les pertes de charge singulières.

Tableau IV. 19: Le choix de diamètre technico-économique

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	Vitesse(m/s)	Coefficient de perte de charge	Perte de charge unitaire (m/m)	Perte de charge(m)	5% de plus(m)
1500	3.12	1.7	0,010332	0,00109	1,204	1,264
1600	3.12	1.5	0,010411	0,00080	0,878	0,922
1700	3.12	1.3	0,010489	0,00059	0,654	0,686
1800	3.12	1.2	0,010565	0,00045	0,495	0,519
1900	3.12	1.1	0,010640	0,00035	0,380	0,399
2000	3.12	0.9	0,01071446	0,00027	0,296	0,311

Interprétation des résultats

- On élimine les trois derniers diamètres 1800, 1900 et 2000mm vu que le critère de la vitesse n'est pas vérifié, elle doit être $1.3 < v < 2$ m/s pour éviter le dépôt des matières en suspension.
- Maintenant le choix du diamètre est lié à deux critères importants la perte de charge et le coût (le prix de la conduite, la mise en place et la mise en service).
Pour la conduite de diamètre 1700mm c'est elle qui représente la perte de charge la plus faible par rapport aux autres, mais ce facteur ne représente pas un critère décisif pour notre choix. C'est pour cela qu'on doit faire une étude économique pour le choix du diamètre optimal (Tableau IV.20)

Tableau IV. 20: Le choix de diamètre technico-économique décisif

Diamètre(mm)	Prix (DA/ml)	Cout (DA)
1500	14804	16284400
1600	16637	18300700
1700	18580	20438000

Notre choix pour un diamètre technico-économique est basé sur l'aspect technique c'est-à-dire la vérification de la vitesse et la perte de charge ainsi l'aspect économique (le cout de la conduite).

Alors le diamètre le plus rentable dans ces caractéristiques est le DN1600 mm vu que :

- ✓ La vitesse est de l'ordre de 1.5m/s
- ✓ La perte de charge est de 0.9 m
- ✓ Le cout est moyen par rapport aux autres variantes

IV-3-4- Les pertes de charges dans les conduites d'amenées

Les pertes de charges sont calculées à partir de la formule Hazen-Wiliams :

La perte de charge linéaire est calculée comme suit :

$$J = \left(\frac{3.592}{C_{hw}} \right)^{1.852} \left(\frac{L}{D^{4.87}} \right) Q^{1.852}$$

Avec :

C_{hw} : Coefficient de rugosité de Hazen-Wiliams 120

L : Longueur de la conduite 1100m

D : Diamètre de la conduite 1.6m

Q : Le débit brut qui s'écoule dans la conduite 3.12m³/s

La perte de charge singulière est calculée comme suit :

$$J=K * V^2/2g$$

Avec

K : Une constante qui dépend du type de la singularité

Tableau IV. 21: Le calcul de la perte de charge pour conduite de prise d'eau : une conduite avec 100% du débit

Description	Tuyau diamètre intérieur D (m)	Longueur L (m)	Débit Q(m3/s)	Vitesse V(m/s)	V ² /2g (m)	Coeff. Friction K(adm)	Quantité	Perte singulière (m)	Perte Linéaire (m)
Prise d'eau-grilles				0.1	0.0005	0.03		0	
Entre au tuyau	1.6		3.12	2	0.2	1	1	0.2	
Tuyau	1.6	1100	3.12	2	0.2			0	1.38
Entrée-puits d'entrée	1.6		3.12	2	0.2	1.1	3	0.22*3	
								0.86	1.38

La perte de charge totale est de 2.2 m

Tableau IV. 22: Le calcul de la perte de charge pour conduite de prise d'eau : une conduite avec 50% du débit

Description	Tuyau diamètre intérieur D (m)	Longueur L (m)	Débit Q (m3/s)	Vitesse V (m/s)	V ² /2g (m)	Coeff. Friction K (adm)	Quantité	Perte singulière (m)	Perte Linéaire (m)
Prise d'eau-grilles				0.1	0.0005	0.03	0.00	0	
Entre au tuyau	1.6		1.56	1	0.05	1	1	0.05	
Tuyau	1.6	1100	1.56	1	0.05			0	0.38
Entrée-puits d'entrée	1.6		1.56	1	0.05	1.1	3	0.055*3	
								0.22	0.38

La perte de charge totale est de 0.6 m

IV-4- CALCUL DE STABILITE

IV-4-1-Le calcul de la stabilité de la tête d'aspiration

La stabilité de la structure de la tête d'aspiration est étudiée sous les charges suivantes :

- Effets de la houle
- Effets du courant

Les fondations sont supposées stables pour cette analyse. La stabilité des fondations est analysée dans le paragraphe suivant.

Le principe de calcul de la stabilité sous les effets de houle consiste à déterminer le poids apparent minimum de la tête pour contrer les efforts hydrodynamiques. Ces efforts peuvent éventuellement créer 2 mouvements sur la tête :

- ✓ Déplacement horizontal
- ✓ Basculement de la tête
- ❖ **Application de la formule de Morison**

Les efforts hydrodynamiques à prendre en compte découlent de l'application des formules de Morison que nous détaillons ci-dessous.

La vitesse du courant (1m/s) est ajoutée vectoriellement aux vitesses orbitales dues à la houle.

Force de traînée (horizontale)

$$F_d(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \Phi \cdot C_d \cdot U(t)^2$$

Force d'inertie (horizontale)

$$F_d(t) = \frac{\pi}{4} \cdot \rho \cdot \Phi^2 \cdot C_m \cdot A(t)$$

Avec

Φ : Diamètre du cylindre

ρ : Masse volumique du fluide

U : Vitesse du fluide

A : Accélération du fluide

C_d : Coefficient de traîné (égale à 1)

C_m : Coefficient de masse ajouté (égale à 1)

Les coefficients hydrodynamiques utilisés sont définis pour un cylindre vertical posé au fond

IV-4-1-1-Résistance au renversement sur fond plat

Nous considérons dans ce calcul la possibilité de renversement de la tête d'aspiration autour du point pivot sur le bord de la fondation à 5m du centre de celle-ci (figure IV.12). Dans un premier temps nous considérons la tête d'aspiration posée horizontalement sur le fond.

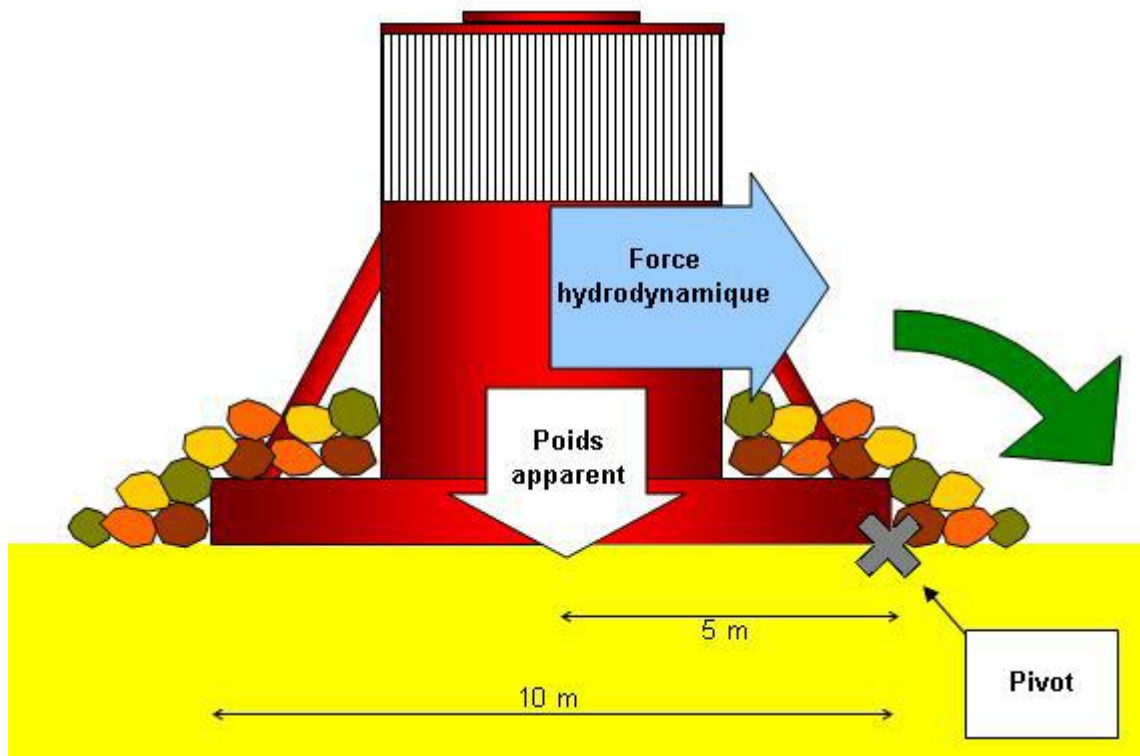


Figure IV. 12: La résistance au renversement de la tour sur un fond plat

Les efforts hydrodynamiques induits par la houle et le courant créent un moment de renversement calculé précédemment (annexe 2) :

$M_{pro} = 3\,705\text{kN.m.}$

Le poids apparent de la tête d'aspiration s'applique en son centre à 5m horizontalement du pivot. Ainsi le moment anti-basculement induit par le poids de la tête d'aspiration est :

$M_{anti} = 5 P$ (avec $P = \text{Poids apparent} = \text{masse} - \text{poussé d'Archimède}$)

Donc, pour que la tête ne se retourne pas sous l'effet de la houle et du courant, il faut que le moment de retournement soit inférieur au moment anti-basculement :

$M_{pro} < M_{anti} \Rightarrow \frac{M_{pro}}{5} < P$

$P > \frac{3\,705}{5} = 741\text{kN}$

$P > 74 \text{ Tonnes}$

IV-4-1-2- Résistance au renversement sur fond incliné

En prenant en compte une inclinaison de 2,5°(figure IV.13) le bras de levier du poids apparent devient :

$$\text{Cos}(2,5^\circ) = L_h / 5$$

$$L_h = \text{Cos}(2,5^\circ) * 5 = 4.9 \text{ m}$$

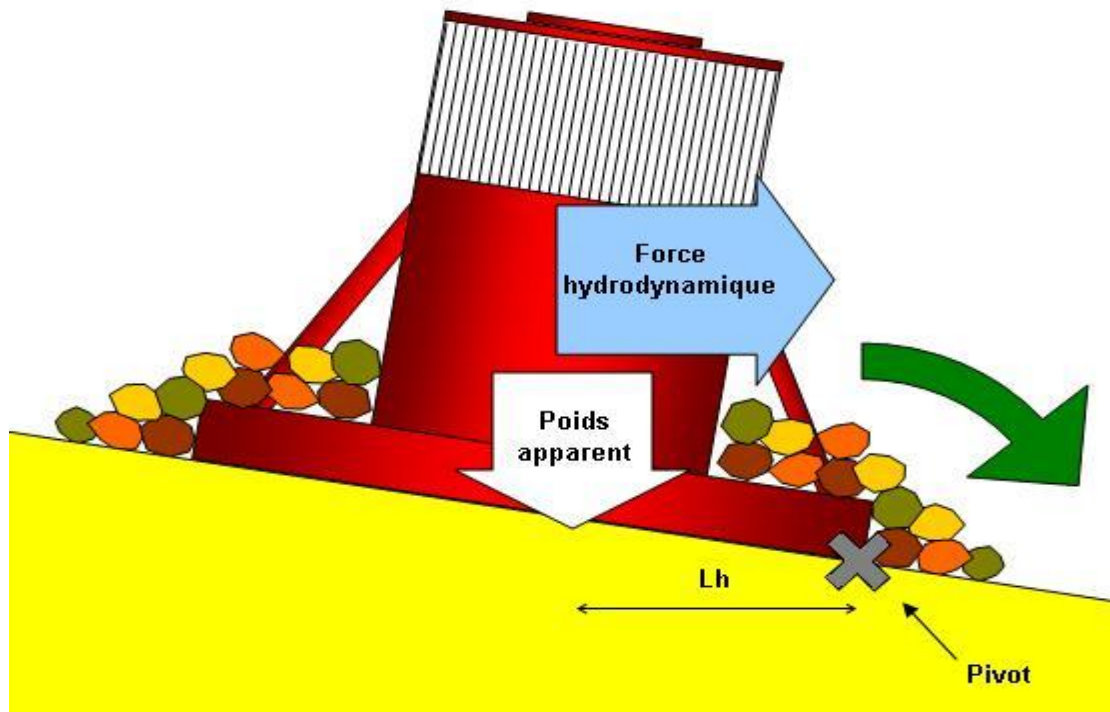


Figure IV. 13: La résistance au renversement de la tour sur un fond incliné

$$M_{pro} < M_{anti} \Rightarrow P > 3705 / L_h$$

$$P > 3705 / 4.9 = 756 \text{ kN}$$

$$P > 76 \text{ Tonnes}$$

IV-4-2- Le calcul de la stabilité de la conduite d'amenée

i. Méthode de calcul

La vérification de la stabilité hydrodynamique de la conduite a été effectuée pour une conduite totalement exposée à la houle posée sur un fond uniforme. La conduite est en PEHD de diamètre extérieur 1600 mm.

La formule de MORISON est utilisée pour le calcul :

Effort de traînée (horizontal) :

$$F_d(t) = \frac{1}{2g} \cdot \rho \cdot D_{ext} \cdot C_d \cdot U^* |U^*|$$

Effort de portance (vertical) :

$$F_L(t) = \frac{1}{2g} \cdot \rho \cdot D_{ext} \cdot C_L \cdot U^{*2}$$

Effort d'Inertie (horizontal) :

$$F_I(t) = \frac{1}{4g} \cdot \rho \cdot D_{ext}^2 \cdot C_m \cdot A_h^*$$

Avec :

g : Gravité (9.81 m/s²)

ρ : Masse du fluide extérieur (eau de mer)

C_d : Coefficient de traînée (adimensionnel)

C_L : Coefficient de portance (adimensionnel)

C_m : Coefficient de force d'inertie (adimensionnel)

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite

U^* : Vitesse de la particule d'eau normale à la conduite

A_h^* : Accélération, normale à la conduite, des particules d'eau Sous l'effet de la houle

F_w : Coefficient de sécurité

μ : Coefficient de frottement conduite/sol

Selon les recommandations (GEOCEAN), les coefficients ont les valeurs suivantes :

Coefficient d'inertie $C_m = 3,3$

Coefficient de traînée $C_d = 1,0$

Coefficient de portance $C_L = 0,8$

Le poids minimal W_s de la conduite pour qu'elle soit stable est :

$$W_s = C_f [F_v + F_h / \mu]$$

Soit :

W_s : Poids linéaire de la conduite pleine immergée

F_h : Force horizontale maximale ($F_h = F_d + F_I$)

F_v : Force de portance ($F_v = F_L$)

C_f : Coefficient de sécurité

Force d'inertie max :

$$F_{I \max} = 649 \text{ kg/m}$$

Force de portance :

$$F_{L \max} = 611 \text{ kg/m}$$

Force de trainé :

$$F_{d \max} = 423 \text{ kg/m}$$

$$F_h = F_{d \max} + F_{I \max} = 423 + 649 = 1072 \text{ kg/m}$$

$$F_v = F_{L \max} = 611 \text{ kg/m}$$

$$W_s = C_f (F_v + F_h/\mu) = 1.2(611 + 1072/1.4) = 1652 \text{ kg/m}$$

La conduite doit donc recevoir un anneau béton de lestage d'environ **1700 kg/m**.

ii. La description du système

Les conduites seront déposées sur le fond marin et fixées par des anneaux en béton pour qu'elles puissent être immergés et rester stable sur le fond.

Les anneaux seront formés par deux pièces de béton armé, préfabriquées, reliées entre elles par des tiges filetées précontraintes non adhérentes en acier de haute résistance. Les tiges seront protégées par des anodes de zinc. Ce système est cohérent avec l'utilisation de matériaux à longue durée (tuyaux en polyéthylène).

Pour assurer la protection du tuyau contre les frottements dus au contact avec la surface en béton des anneaux, et pour assurer une distribution uniforme le long du périmètre du tuyau des contraintes qui, éventuellement et localement, pourront être introduites dans le tuyau soit pendant l'opération de serrage des deux pièces constitutives de chaque anneau, soit dû à une éventuelle ovalisation du tuyau suite à une variation différentielle de température le long de la paroi, nous prévoyons l'installation d'amortisseurs constitués par trois bandes continues en caoutchouc dans le contour intérieur de l'anneau. Avec ces amortisseurs, les contraintes introduites dans le tuyau sont distribuées en évitant la rupture par compression diamétrale.

iii. Etude de dimensionnement des anneaux béton DN1600

Le système de stabilisation des conduites de prise d'eau de la station de dessalement de

Fouka est composé par des anneaux (figure IV.14) en béton ayant la définition et la géométrie suivantes :

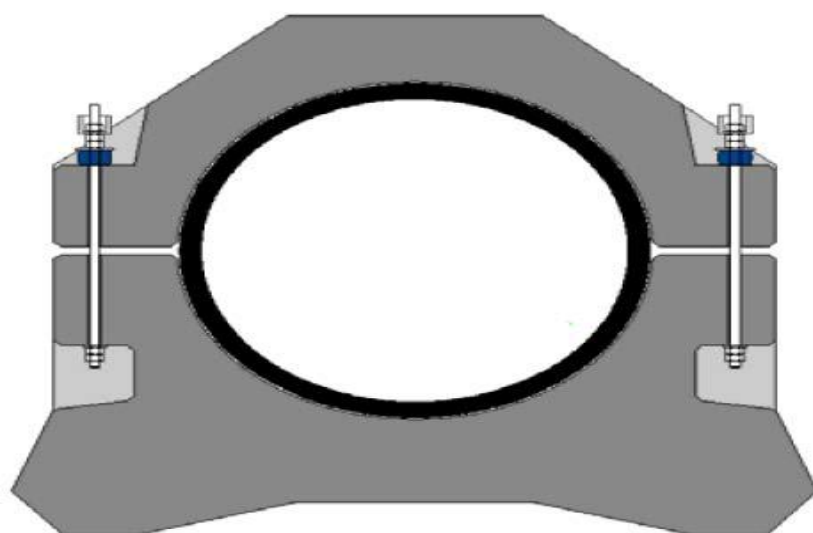


Figure IV. 14: Anneaux en béton

Etant donné que la canalisation est posée sur le fond le long de sa longueur, le type d'anneau ci-dessus avec pieds est le plus adapté. Ces anneaux seront appelés « Anneaux béton ».

Cet anneau est constitué par deux pièces en béton armé qui sont reliées par des tiges filetées précontraintes non adhérentes en acier de haute résistance avec un système cathodique qui fait l'objet de la protection contre la corrosion (des anodes sont montées sur les tiges filetées).

Ces anneaux ont été dessinés de façon à ce que les hypothèses suivantes soient respectées :

- ✓ La partie inférieure est plus lourde que la partie supérieure pour que le tube ne puisse pas pivoter sur lui-même
- ✓ La partie inférieure est équipée de pieds qui favorisent l'ancrage de ces anneaux béton dans les sols sableux
- ✓ Le tube est surélevé par rapport au sol, ce qui permet au tube d'être relativement protégé en cas d'irrégularité du sol en roche lors de la pose.
- ✓ Les 2 parties sont reliées entre elles par des tiges filetées montées sur des rondelles encaoutchouc. Le but de ces rondelles en caoutchouc est d'assurer un serrage de l'anneau sur le tube malgré la variation de ce dernier en fonction de la température ambiante.

IV-5- Le bassin de captage**IV-5-1- Généralités**

Le bassin d'aspiration est un réservoir qui se trouve en général, au point le plus bas du système de pompage. Il sert à stocker temporairement l'eau arrivant d'une rivière, d'un lac, ou d'un canal, pour ensuite la guider ou lui permettre d'être aspirée par la conduite ou tuyau d'aspiration de la pompe.

Déterminer les dimensions d'un bassin est, très souvent, un compromis entre les contraintes de construction (encombrement, techniques de fabrication) et les impératifs hydrauliques nécessaires pour ne pas dégrader les performances de la pompe.

Idéalement, la fonction d'un bassin est de diriger l'écoulement vers la tuyauterie d'admission de la pompe, dans les conditions d'écoulement suivantes :

- Sans giration ou pré rotation du fluide dans le tuyau d'aspiration.
- Sans tourbillon.
- Avec le minimum de pertes de charge.
- Sans déclencher de phénomènes d'entraînement d'air ou de cavitation.

IV-5-2- Les variables géométriques du bassin d'aspiration

D'un point de vue économique, la forme la plus courante du bassin est rectangulaire avec une surface libre, et un tuyau d'aspiration situé verticalement ou horizontalement en aval du bassin (figures IV.15 et IV.16) et, si possible, au milieu des deux parois latérales.

On peut remarquer que cette disposition, qui présente un plan de symétrie, reste une configuration que l'on peut qualifier d'idéale pour un bassin rectangulaire. La réalité des dispositifs sur le terrain ne peut être aussi parfaite géométriquement parlant, compte tenu des contraintes précitées. Cependant, c'est à partir de cette configuration dite de base que nous allons effectuer une grande partie de nos analyses expérimentales et numériques dans un premier temps. Pour tous les cas étudiés, le tuyau est positionné perpendiculairement et au-dessus de la surface libre.

A partir des éléments de la figure IV.15, on peut considérer que les paramètres géométriques, qui figurent dans la liste ci-après, peuvent jouer un rôle plus ou moins important sur la structure des écoulements dans le bassin.

⇒ b : La largeur du bassin.

⇒ l : La distance entre l'axe du tuyau d'aspiration et la paroi arrière.

⇒ h : La hauteur immergée du tuyau.

⇒ z : La distance entre le fond du bassin et le pavillon d'aspiration.

On ne parle pas ici de l'influence de la géométrie de la tubulure d'aspiration (pavillon) ou des modifications de la section de la tubulure à l'aval du pavillon.

Il est également évident que ces paramètres géométriques interagissent entre eux et qu'une analyse portant sur des grandeurs sans dimension est nécessaire pour ne pas multiplier des études de cas inutiles.

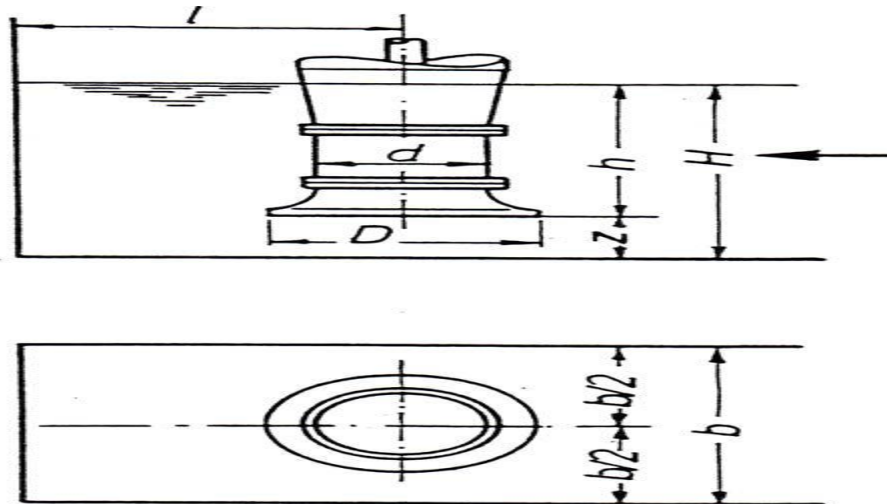


Figure IV.15 : Tuyau situé verticalement dans le bassin avec les paramètres géométriques (Abir, 2010)

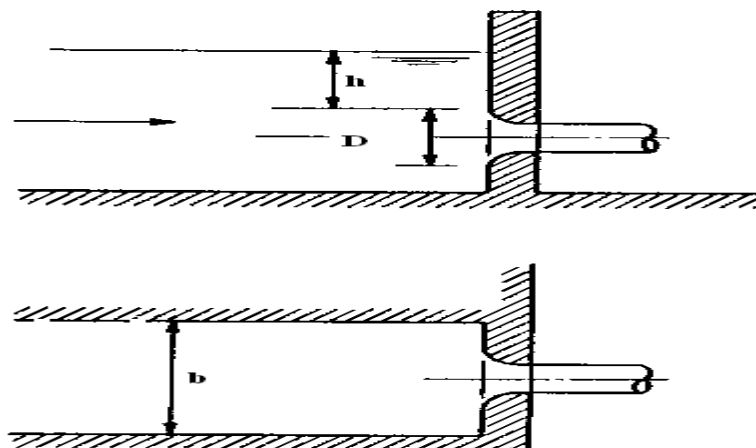


Figure IV.16 : Tuyau situé horizontalement dans le bassin (Abir, 2010)

IV-5-3- Phénomènes hydrauliques dans le bassin d'aspiration

D'après l'étude de Tsou et al (1994), il existe des phénomènes qui peuvent être jugés indésirables dans certains bassins du fait de leur configuration géométrique. Ces phénomènes peuvent réduire l'efficacité de la pompe, et éventuellement créer des vibrations, de la cavitation et faire augmenter le coût sur le plan opérationnel, et sur la maintenance.

De façon générale, Tullis (1979) a mis en évidence l'existence possible des phénomènes suivants :

- Des tourbillons issus de la surface libre se développent jusqu'à l'entrée de la pompe, parfois en aspirant de l'air. Cela cause une charge déséquilibrée sur les aubages de la pompe, et par conséquent une vibration périodique. Par ailleurs, dans le cas d'une forte chute de la pression locale, la cavitation peut apparaître. Avec certaines précautions, les tourbillons, issus de la surface libre, entrent dans le tuyau sans entraînement d'air.
- Des tourbillons issus du fond, et/ou des parois arrière, et/ou latérales. La position et l'intensité de ces tourbillons dépendent fortement des distances entre les parois et/ou le fond du bassin et le tuyau d'aspiration. Les conditions cinématiques locales ont, bien entendu, leur importance.
- Un écoulement avec une pré-rotation pouvant affecter l'angle d'entrée de la pompe et déclencher des phénomènes de cavitation et donc d'instabilités.
- Séparation de l'écoulement dès l'entrée du tuyau d'aspiration

IV-5-3-1- Les tourbillons

❖ Le mécanisme de formation des tourbillons

D'après Sweeney (1982), les causes qui provoquent des tourbillons sont :

- Une distribution irrégulière de l'écoulement dans le bassin qui provoque une circulation autour et à l'entrée du tuyau d'aspiration.
- Une vorticité générée par l'écoulement qui traverse les éléments structuraux dans le bassin.
- Une vorticité générée par la couche limite près des parois latérales et celle du fond.
- Une vorticité générée par la présence de la tuyauterie d'aspiration placée transversalement au flux.
- Une turbulence hétérogène préexistante dans l'écoulement amont.

IV-6- Dimensionnement du bassin de captage

IV-6-1- Calcul de remous dans le canal d'aménagé

Le calcul de remous a pour objectif de tracer point par point la ligne d'écoulement, l'équation gouvernante dans cette étude est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{i - J}{1 - F^2}$$

Avec :

i = est la pente du canal : 0.1%

J : La pente d'énergie

F : Le nombre de Froude

Y : Le tirant d'eau dans le canal (m)

x : La longueur du bassin (m)

Pour procéder aux calculs et à la construction exacte des formes de la surface libre, il est nécessaire d'intégrer cette équation. Trois méthodes de calcul peuvent être distinguées :

1. Méthodes Directe ou Explicite,
2. Méthodes Standard ou Itérative
3. Méthodes d'Intégration Directe

Dans notre étude on utilise la première méthode, les calculs des courbes de remous peuvent se faire numériquement par une méthode directe ou explicite basée sur l'énergie spécifique E.

Nous avons l'équation lie l'énergie spécifique avec la distance dx ;

$$\frac{dE}{dx} = i - J$$

Donc on a :

$$dx = \frac{dE}{i - J}$$

Avec :

$$E = h + \frac{V^2}{2g}$$

E : Energie spécifique (m)

Et la lois de débit pour les écoulement à surface libre donne :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{J} S$$

Ce qui nous donne :

$$J = \left(\frac{nQ}{S R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

avec :

S :Section mouillé fonction du tirant d'eau

R_h : Le rayon hydraulique fonction du tirant d'eau

n : Coefficient de rugosité de Manning égal à 0.015 pour le béton

Q : Débit brut : 3.12 m³/s.

Pour le dimensionnement du canal d'amené, nous avons fixé la largeur du canal à b= 9 m pour des raisons de la géométrie de la station.

Calcul des paramètre hydraulique de l'écoulement :

- La hauteur critique : est donnée pour un nombre de Froude égal à 1 ;

$$F^2 = \frac{Q^2 b}{g S^3} = 1$$

b : la largeur

On trouve $h_c = 0.23$ m

- La hauteur normal : est donnée pour que la pente du canal est égal à la pente d'énergie $i=J$;

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} S$$

Pour trouver la hauteur normale on utilise la résolution graphique :

Tableau IV. 23: Evaluation des paramètres hydrauliques

h (m)	P (m)	S (m ²)	R _h (m)	Q*n/R _h ^{2/3}	S*i ^{0.5}
0,1	9,2	0,9	0,10	0,220	0,03
0,2	9,4	1,8	0,19	0,141	0,06
0,3	9,6	2,7	0,28	0,109	0,09
0,8	10,6	7,2	0,68	0,061	0,23
1	11	9	0,82	0,053	0,28

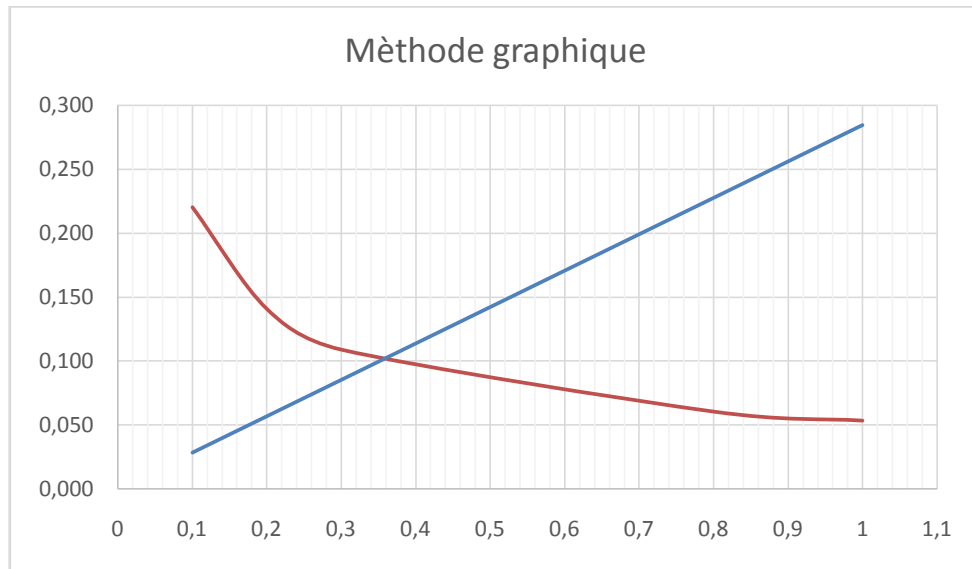
La hauteur normale est le point d'intersection de la courbe

$$\frac{Q \cdot n}{R_h^{2/3}} = f(h)$$

Et la courbe

$$S \sqrt{i} = f(h)$$

Représenter par le graphique suivant :



La hauteur normal est égal à : 0.34 m

- La pente critique : est donnée pour que $h=hc$, c'est-à-dire on résoudre le système de deux équation suivants :

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{i_c} S$$

et

$$\frac{Q^2 b}{g S_c^3} = 1$$

On trouve que : $i_c = 0.4\%$

D'après les résultats du calcul hydraulique on trouve que :

- ✓ Le canal à une faible pente
- ✓ l'écoulement est fluviale
- ✓ l'écoulement est graduellement accéléré

Les considérations de l'étude qualitative nous permet de dire que l'écoulement est de **classe M type 2**, représenter par la figure suivante :



Figure IV. 15: Description de la courbe de remous

➤ Courbe de Remous

L'application de la méthode de l'énergie spécifique susdite nous donne les résultats suivants(tableau IV.24)

Tableau IV. 24: Résultats du calcul de Remous

y (m)	S (m ²)	P (m)	E (m)	J (m)	dx	x	M2 (m)
0,340	3,06	9,68	0,3930	0,0011	*****	0,00	0,34
0,335	3,02	9,67	0,3896	0,0011	30,16	30,16	0,30
0,330	2,97	9,66	0,3862	0,0012	19,83	49,99	0,28
0,325	2,93	9,65	0,3830	0,0013	14,35	64,34	0,26
0,320	2,88	9,64	0,3798	0,0013	10,95	75,29	0,24
0,315	2,84	9,63	0,3767	0,0014	8,65	83,94	0,23
0,310	2,79	9,62	0,3737	0,0015	6,98	90,92	0,22
0,305	2,75	9,61	0,3708	0,0015	5,72	96,65	0,21
0,300	2,70	9,60	0,3681	0,0016	4,74	101,39	0,20
0,295	2,66	9,59	0,3654	0,0017	3,95	105,34	0,19
0,290	2,61	9,58	0,3628	0,0018	3,31	108,65	0,18
0,285	2,57	9,57	0,3604	0,0019	2,77	111,42	0,17
0,280	2,52	9,56	0,3581	0,0020	2,32	113,75	0,17
0,275	2,48	9,55	0,3560	0,0022	1,94	115,68	0,16
0,270	2,43	9,54	0,3540	0,0023	1,60	117,28	0,15

0,265	2,39	9,53	0,3522	0,0024	1,31	118,60	0,15
0,260	2,34	9,52	0,3506	0,0026	1,06	119,66	0,14
0,255	2,30	9,51	0,3492	0,0028	0,84	120,50	0,13
0,250	2,25	9,50	0,3480	0,0030	0,64	121,14	0,13
0,245	2,21	9,49	0,3470	0,0032	0,47	121,61	0,12
0,240	2,16	9,48	0,3463	0,0034	0,31	121,92	0,12
0,235	2,12	9,47	0,3459	0,0036	0,17	122,09	0,11
0,230	2,07	9,46	0,3458	0,0039	0,05	122,13	0,11

Le tirant d'eau final est égal à 0.33 m (Tableau IV.25) qui correspond à une distance de 50 m de la vanne .

Tableau IV. 25: Caractéristiques du tirant d'eau finale

h_f (m)	$S_f(m^2)$	V_f (m/s)	Fr^2	Fr
0.33	2.97	1.05	0.34	0.58

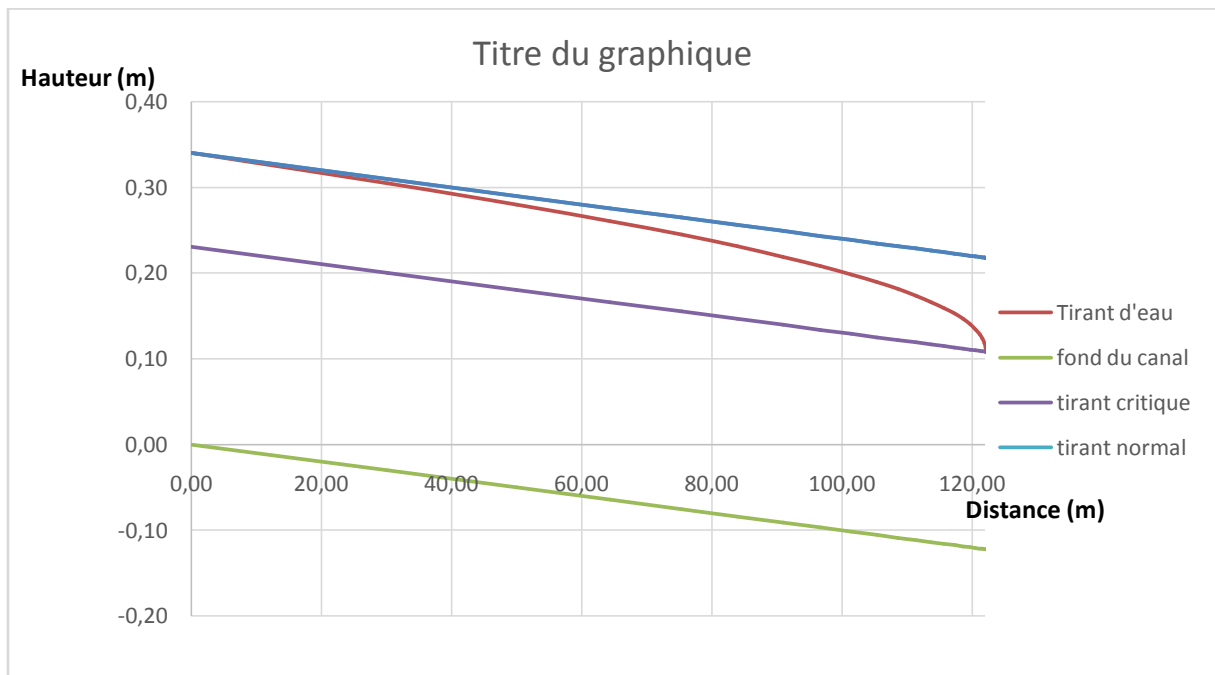


Figure IV. 16: Courbe de Remous

Le nombre de froud est claculé comme suit :

$$Fr^2 = \frac{Q^2 b}{g S_f^3}$$

On a $Fr = 0.6 < 1$ on peut donc dire que notre écoulement est fleuvial et un bassin de dissipation d'énergie n'est pas nécessaire dans notre canal d'amené.

IV-6-2- Dimensionnement du bassin d'aspiration

On a considéré que notre bassin d'aspiration est sous forme d'un réservoir tampon, mais dans notre cas l'objectif est de maintenir une certaine hauteur dans notre bassin d'aspiration vu que le débit d'entrer égale au débit de sortie et pour éviter le phénomène de cavitation d'une part et d'autre part le phénomène de vortex.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_B = \frac{Q \cdot T}{4}$$

Avec :

V_B : volume du réservoir tampon (bassin d'aspiration) ;

Q : Le débit brut à l'entrée du bassin d'aspiration (3.12 m³/s) ;

T : temps de remplissage du réservoir qui sera égale à 10 min.

$$V_B = (3.12 * 10 * 60 / 4) = 468 \text{ m}^3$$

Ce volume sera arrondi à $V_B = 500 \text{ m}^3$

$$V_B = b \cdot L \cdot H'$$

Avec :

b : La largeur du bassin

L : La longueur du bassin

H' : La hauteur d'eau dans le bassin plus une hauteur de sécurité (+ 0.5 m)

La hauteur d'eau (H) dans le bassin est obtenue par un calcul de la hauteur d'immersion des pompes.

La hauteur d'immersion est calculée comme suit : les paramètres correspondant au calcul du nombre de Froude présentent les valeurs suivantes :

V : vitesse dans la conduite de prise = débit par pompe / zone, basée sur D .

Débit unitaire par pompe = $1872 \text{ m}^3/\text{h} = 0,52 \text{ m}^3/\text{s}$.

Zone de la cloche d'aspiration $A = \frac{\pi}{4} * D^2 = \frac{\pi}{4} * (0,8)^2 = 0,5 \text{ m}^2$

C'est à dire que la vitesse dans la conduite de prise de la pompe à eau de mer est

$$V = \frac{Q}{A} = 1,04 \text{ m/s}$$

En conséquence, le nombre de Froude présente la valeur suivante :

$$Fr = V/(G * D)^{0,5}$$

A.N :

$$Fr = 1,04/(9,81 * 0,8)^{0,5} = 0,37$$

D : Diamètre de la cloche ou de la tuyauterie d'entrée (800 mm ou 0,8 mètres)

g : accélération de la gravité (9,81 m/s²)

D'après « l'Hydraulic Institute », l'immersion (submergence) S est calculée pour ce système de captage comme suit:

$$S = D(1 + 2,3 * Fr) = 0,8(1 + 2,3 * 0,37) = 1,5 \text{ m}$$

Par conséquent, le niveau de la nappe d'eau qui peut assurer toute absence de tourbillons (H) sera la combinaison des deux niveaux décrits ci-dessus (S et z, la distance entre le fond du bassin et le pavillon d'aspiration.), en d'autres termes un niveau de la nappe d'eau est de 2 mètres.

$z = 0,5 D = 0,4 \text{ m}$ (Les critères de standardisation européenne, (2006))

$H = S + z = 1,5 + 0,4 = 1,9 \text{ m}$

Les dimensionnes de notre bassin d'aspiration seront:

$H' = 2 + 0,5 = 2,5 \text{ m}$, $b = 9 \text{ m}$, $L = 23 \text{ m}$ pour un volume de 500 m^3 .

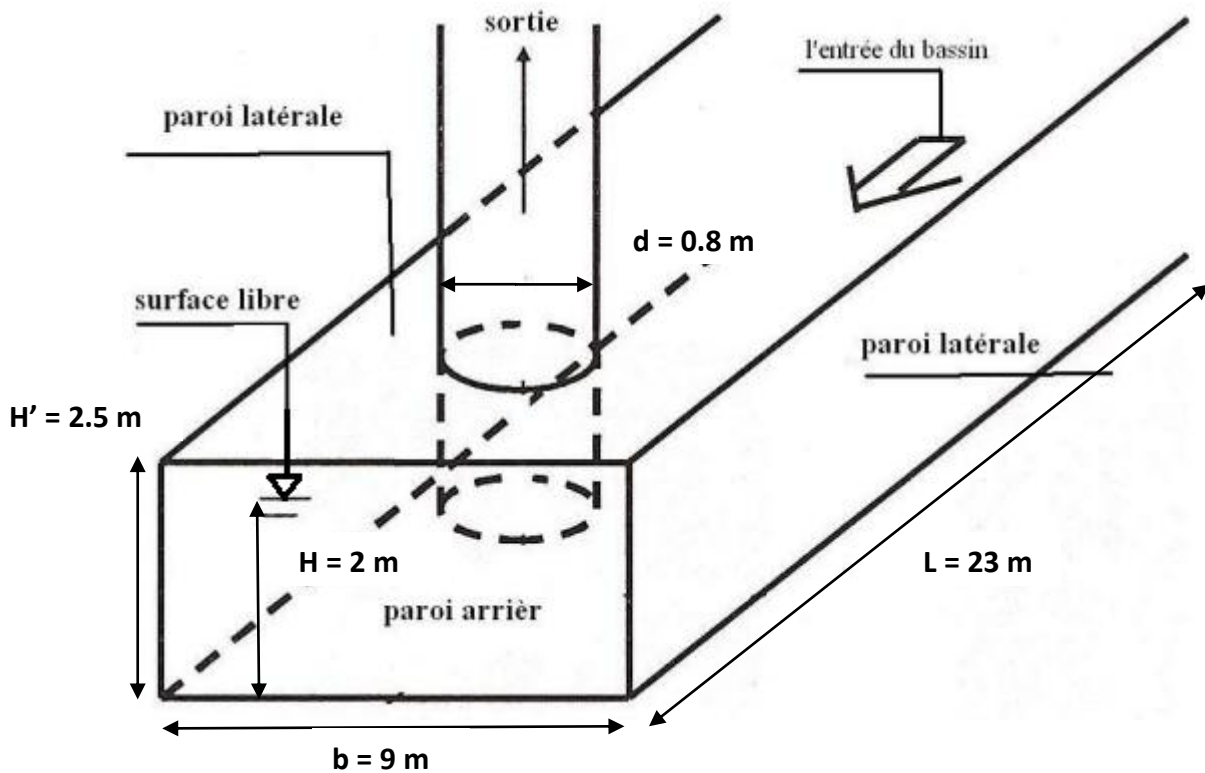


Figure IV.19 : un schéma explicatif de notre bassin d'aspiration

Conclusion

D'après notre étude de dimensionnement munie dans ce chapitre on a pu aboutir à des résultats proches du cas de la station Fouka, mais la question qui se pose est-ce que cette différence peut être un facteur déclencheur des problèmes et une cause principale pour les contraintes qu'on a citées précédemment

Les résultats obtenus sont :

-La tour est posée sur un fond d'un mètre de plus par rapport à la station déjà réalisé avec une profondeur de 13 m.

- La tour a une hauteur de 8m c'est le cas idéal pour éviter l'aspiration d'air qui peut entraîner d'une part un phénomène de siphon à l'intérieur de la touret d'autre part pour éviter toute construction d'un ouvrage de protection à l'amont de la tour vu que la limite de déferlement est supérieur a notre hauteur calculé.

-Nous avons opté pour des grilles normalisées de 20mm d'épaisseur et de 80 mm d'espacements pour éviter l'aspiration des algues et les débris.

-Le calcul du bassin de captage nous a conduits à une conception de deux compartiment un canal d'améné et un bassin d'aspiration sans avoir besoin à un dissipateur d'énergie.



Conclusion Générale



Conclusion générale

Les ressources en eau douce sont très inégalement réparties et ne représentent qu'environ 2,5 % du volume d'eau existant sur la Terre. Or, les besoins en eau douce sont de plus en plus importants. Une bonne partie des zones consommatrices se trouvant proches des rivages océanique, une solution intéressante consiste à dessaler l'eau de mer. Vu que l'Algérie fait partie des pays les plus pauvres en matière de potentialités hydriques, la variante du dessalement de l'eau s'avère la solution convenable pour notre pays qui dispose de 1440 km de côtes sur la mer méditerranée.

Le procédé est en plein développement. Il est au cœur d'une gamme de problématiques humaines, environnementales et économiques.

Notre mémoire de fin d'études s'inscrit dans le cadre de dimensionnement d'une partie de la station de dessalement d'eau de mer FOUKA. La problématique à laquelle nous avons essayé de répondre est relative au dimensionnement optimal d'un système de captage : une tour de prise d'eau de mer directement ouverte posée sur le fond marin, elle est munie d'une conduite d'amenée vers le bassin de captage.

Dans le cadre de ce travail, nous avons d'abord vérifié le dimensionnement hydraulique d'une partie de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka pour savoir si les anomalies rencontrées dans cette station ne sont pas dues essentiellement à ce genre de problème.

Une fois cette partie finalisée, nous avons ensuite réalisé une étude technico économique pour un dimensionnement optimale de la prise d'eau de mer.

La démarche adoptée pour cela a été de réaliser une étude statistique de la houle afin d'obtenir la hauteur significative optimale pour avoir l'emplacement le mieux adapté de la tour de captage avec une profondeur bien défini en prenant en considération les directions du vents qui peuvent influencer l'ouvrage à concevoir. En ce qui concerne les efforts de la houle et le courant marin nous avons effectué un calcul pour assurer la stabilité de l'ouvrage une fois posé au fond marin.

D'après notre étude, on a abouti à des résultats proches de ceux trouvés par le bureau d'études qui a conçu la station Fouka, à quelques différences près. En effet, on a trouvé que :

- La tour est posée sur un fond avec un mètre de plus par rapport à la station déjà réalisée avec une profondeur de 13 m.
- La tour doit avoir une hauteur de 8 m, c'est le cas idéal à notre avis pour éviter l'aspiration d'air qui peut entraîner un phénomène de siphon à l'intérieur de la tour et d'autre part pour éviter toute construction de protection à l'amont de la tour vu que la limite de déferlement est supérieure à la hauteur calculée.
- Nous avons opté pour des grilles normalisées de 20 mm d'épaisseur et de 80 mm d'espacement pour éviter l'aspiration des algues et des débris.

- Pour le calcul du bassin de captage nous proposons une conception de deux compartiment un canal d'amené et un bassin d'aspiration sans avoir besoin d'un dissipateur d'énergie.

En Algérie, les stations de dessalement d'eau de mer sont dimensionnées et réalisées par des bureaux d'étude étrangers, notre mémoire de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde du dessalement d'eau de mer d'une part et d'autre part d'apprendre la technique nécessaire pour la conception et la réalisation d'un système de captage d'une station de dessalement, c'est le bénéfice qu'on a acquis par notre dimensionnement.

Dans le cas ou l'Algérie continue dans la voie de réalisation des stations de dessalement et fait appel aux compétences et moyens nationaux nous serons parmi les gens qui ont eu la connaissance, le potentiel et le savoir de réaliser une SDEM.

Références bibliographiques

- [1] Chambre syndicale de la recherche et de la production du pétrole et du gaz naturel – comité des techniques ; « circuits eau de mer (traitement et matériaux) » ; édition technique, Paris – 1993.
- [2] J.P.RILEY, G.SKIRROW. «Chemical Oceanography» .Academic Press, 1965.
- [3] Mémento technique de l'eau, dégrément (1995)
- [4] Alain .MAUREL. «Dessalement de l'eau de mer et des eaux saumâtres», édition technique et documentation, 2001.
- [5] Eric Guilyardi; « Quand le sel de l'océan pimente le climat » ; La météologie No 33- Mai 2001.
- [6] R.A. HORNE, « Marine chemistry the structure of water and the chemistry of the hydrosphere», Wiley-Interscience, 1969.
- [7] Dessalement de l'eau de mer : par Patrick DANIS, 2008.
- [8] Adan, «Report submitted to Israel Water Commissioner », 2000 (in Hebrew)
- [9] L'oeuvre monumentale de René Quinton “l'eau de mer milieu marin” (Réimprimé Ed Ancre 1995).
- [10] SUEZ environnement et l'association international de dessalement: Usine de dessalement dans le monde.
- [11] A.N.R.H « Bilan des ressources d'eau en ALGERIE »2005.
- [12] MAUREL A. (2001). Dessalement de l'eau de mer et des eaux saumâtres. Technique & Documentation, Paris, 226 p.
- [13] Henri Boyé Conseil général de l'Environnement et du Développement Durable Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire, France 2009.
- [14] BOUGIS J. (2009). Contribution pour les aspects hydrodynamiques à l'étude stratégique sur le dessalement de l'eau de mer au Maroc. Rapport RET.08.478.02.01.
- [15] Article rédigé par Viviane Renaudin (Maître de conférences au Département Génie Chimique Génie des Procédés de l'IUT de Nancy Brabois, chercheur au LSGC (Laboratoire des Sciences du Génie Chimique), CNRS, Nancy), relu par Guillaume Champion (professeur agrégé à l'ENS).
- [16] T. Altman, « New Power and Water Co-generation concept with Application of Reverse Osmosis (RO) Desalination », Salzgitter Anlagenbau GmbH, 2000.

[17] Paul VAURS ; « le dessalement de l'eau de mer » ; Juil 2005.

[18] Jacek Wisniewski, Agnieszka Rozanska ; « Donnan Dialysis with anion-exchange membranes as a pretreatment step before electrolytic desalination » ; desalination pp: 251–272, (2006).

[19] Dessalement d'eau de mer « AgroParitech et Agence Française de Développement » ; Montpellier, 2009.

[20] Contrat EPC Annexe 2, Construction d'une usine de dessalement d'eau de mer de Fouka, 2007.

[21] National Eau et Environnement (NEE), étude d'impact sur l'environnement de la réalisation et l'exploitation de l'usine de dessalement d'eau de mer de FOUKA, 2006.



[22] M.K.Mihoubi.2012, Processus Côtiers TOME HYDRODYNAMIQUE, Professeur à l'ENSH : école nationale supérieur hydraulique.

[23] Dickson 2007, Composition de l'eau de mer : best practices in ocean CO2 measurements (S=35)

[24] A.D.E (2008) « Dessalement en ALGERIE », situation actuelle et programme de développement.

[25] PHILIPPE APTEL, «Techniques de l'ingénieur », (OI, NF, UF) application en traitement des eaux, W4120- (2-3) ,2007.

ANNEXE

ANNEXE 1 – Les données de mer de vent + houle et les données de houle

ANNEXE 2 – Calcul des efforts hydrodynamiques agissant sur la tour de captage

ANNEXE 3 – Diagramme de Moody

ANNEXE 1

- **Les Données de houle et données de houle + mer de vent obtenues auprès du KNMI (Service météorologique néerlandais) chargé du recueil des données météorologiques sur la Méditerranée par le biais de l'AEC .**

DONNEES DE HOULE

Nombre cumulé d'observations en pour mille

Période 1970-2005

Direction	360°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°	Calme	Totaux
10				0.1										0.1
9.5				0.1										0.1
9				0.1										0.1
8.5				0.1										0.1
8				0.1					0.1					0.19
7.5	0.1			0.1					0.38	0.19	0.1			0.86
7	0.29			0.1				0.1	0.48	0.48	0.1			1.53
6.5	0.29	0.1		0.1				0.1	0.48	0.67	0.1			1.82
6	0.29	0.57	0.1	0.1				0.19	1.15	1.53	0.38			4.3
5.5	0.29	0.57	0.1	0.19				0.19	1.15	1.63	0.48			4.59
5	1.24	0.77	0.48	0.57				0.19	1.34	3.16	1.05	0.1		8.59
4.5	1.63	1.15	1.15	0.67				0.38	1.82	4.4	1.24	0.19		12.92
4	2.87	2.01	4.11	2.01	0.1		0.1	0.67	4.49	8.38	2.77	1.53		28.98
3.5	4.02	3.06	6.69	3.35	0.38	0.19	0.29	1.15	6.98	13.01	4.21	2.77		46.09
3	7.08	7.46	15.3	8.89	0.48	0.78	1.24	2.01	13.1	26.3	7.65	5.55		95.53
2.5	10.14	12.91	23.91	17.4	1.24	0.96	1.72	4.02	20.66	42.27	12.53	8.51		156.26
2	16.64	20.27	48.29	39.4	2.96	2.58	4.11	8.42	34.62	71.34	23.43	4.06		286.12
1.5	27.77	33.28	80.14	67.61	7.84	4.97	7.36	15.11	55.66	105.96	35.19	22.28		460.17
1	34.24	47.68	118.96	111.03	16.35	8.7	14.82	24.77	76.89	146.89	48.87	30.7		679.83
0.5	40.07	56.33	137.32	135.03	21.42	12.72	18.74	30.79	86.83	167.73	55.75	34.9		797.65
0													202.35	202.35
Totaux	40.07	56.33	137.32	135.03	21.42	12.72	18.74	30.79	86.83	167.73	55.75	34.9	202.35	1000

DONNEES DE MER DE VENT + HOULE

Nombre cumulé d'observations en pour mille

Période 1970-

Direction	360°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°	Calme	Totaux
10				0.03										0.03
9.5				0.03										0.03
9				0.03					0.03					0.06
8.5				0.03					0.03					0.06
8				0.03					0.06	0.06				0.16
7.5	0.3			0.03					0.16	0.13	0.03			0.39
7	0.10			0.03				0.03	0.19	0.22	0.03			0.61
6.5	0.10	0.03		0.03				0.03	0.19	0.35	0.03			0.77
6	0.10	0.19	0.06	0.03				0.06	0.58	0.67	0.22			1.93
5.5	0.13	0.22	0.06	0.10				0.06	0.61	0.74	0.26			2.18
5	0.48	0.29	0.39	0.32				0.06	0.87	1.86	0.58	0.10		4.95
4.5	0.64	0.45	0.71	0.48				0.13	1.25	2.67	0.74	0.16		7.23
4	1.25	0.87	2.18	1.28	0.10		0.03	0.26	2.86	5.62	1.54	0.71		16.70
3.5	1.70	1.41	4.01	2.22	0.22	0.06	0.19	0.51	4.46	8.93	2.25	1.28		27.27
3	3.02	3.53	8.74	5.97	0.26	0.16	0.61	1.00	8.93	17.79	4.24	2.67		56.91
2.5	4.69	6.20	15.25	12.40	0.67	0.39	0.90	1.99	14.52	30.48	7.19	4.27		98.95
2	8.57	11.43	32.82	29.26	1.96	1.19	1.86	4.69	25.50	56.59	13.94	7.32		195.13
1.5	13.97	20.84	62.37	57.13	4.82	2.63	4.11	9.15	42.94	90.18	23.28	13.10		344.53
1	22.10	35.78	109.29	107.30	11.59	5.81	8.96	16.96	66.22	137.65	36.74	20.39		578.78
0.5	34.30	56.43	160.22	169.57	21.97	13.78	18.02	29.19	93.65	191.86	53.18	31.25		873.40
0													126.6	126.59
Totaux	34.29	56.42	160.22	169.56	21.96	13.77	18.01	29.19	93.64	191.85	53.18	31.24	126.6	1000

ANNEXE 2

- **Calcul des efforts hydrodynamiques agissant sur la tour de captage**

Le calcul de la vitesse et l'accélération orbitale horizontale des houles a été établi par la théorie de houle cnoïdale 2ème ordre en utilisant les paramètres suivants :

Profondeur d'eau $d = 13$ m

Gravitationnal constant - *Accélération de la gravité* : $g = 9.8$ m/s²

Wave height - *Hauteur de houle* : $H = 10.14$ m

Swell period - *Période associée* : $T = 12$ s

Breaking wave depth - *Profondeur de déferlement* : $H/0.78 = 13$ m

Sea water specific mass - *Masse volumique de l'eau de mer* : $\rho_w = 1025$ kg/m³

Echantillonnage profondeur d'eau: from – de $d_{\min} = 5.5$ m

to - à $d_{\max} = 12.5$ m

Coefficient hydrodynamiques :

C_d Trainée 1

C_m Inertie 1

D Diamètre de la tour 5 m

Densité eau de mer 1025 kg/m³

C_f Coefficient de sécurité 1.1

Efforts hydrodynamiques horizontaux sur la tête d'aspiration

Profondeur (m)	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5
Hauteur de l'intake (m)	7,5	7	6,5	6	5,5	5	4,5	4	3,5	3	2,5	2	1,5	1	0,5
Phase (°)	Vitesse (m/s)			Vitesse (m/s)			Vitesse (m/s)			Vitesse (m/s)			Vitesse (m/s)		
0	4,43	4,207	3,999	3,807	3,63	3,468	3,322	3,191	3,076	2,976	2,891	2,822	2,768	2,73	2,707
30	2,907	2,891	2,877	2,864	2,851	2,84	2,83	2,821	2,813	2,806	2,8	2,796	2,792	2,789	2,788
60	0,319	0,392	0,46	0,523	0,581	0,634	0,682	0,725	0,763	0,795	0,823	0,846	0,863	0,876	0,884
90	-1,114	-1,078	-1,044	-1,013	-0,984	-0,958	-0,934	-0,913	-0,894	-0,878	-0,864	-0,853	-0,844	-0,838	-0,834
120	-1,63	-1,618	-1,606	-1,595	-1,586	-1,577	-1,569	-1,561	-1,555	-1,55	-1,545	-1,541	-1,538	-1,536	-1,535
150	-1,787	-1,783	-1,779	-1,775	-1,772	-1,769	-1,767	-1,764	-1,762	-1,76	-1,759	-1,758	-1,757	-1,756	-1,755
180	-1,82	-1,818	-1,816	-1,814	-1,813	-1,811	-1,81	-1,808	-1,807	-1,806	-1,805	-1,804	-1,804	-1,804	-1,803
210	-1,787	-1,783	-1,779	-1,775	-1,772	-1,769	-1,767	-1,764	-1,762	-1,76	-1,759	-1,758	-1,757	-1,756	-1,755
240	-1,63	-1,618	-1,606	-1,595	-1,586	-1,577	-1,569	-1,561	-1,555	-1,55	-1,545	-1,541	-1,538	-1,536	-1,535
270	-1,114	-1,078	-1,044	-1,013	-0,984	-0,958	-0,934	-0,913	-0,894	-0,878	-0,864	-0,853	-0,844	-0,838	-0,834
300	0,319	0,392	0,46	0,523	0,581	0,634	0,682	0,725	0,763	0,795	0,823	0,846	0,863	0,876	0,884
330	2,907	2,891	2,877	2,864	2,851	2,84	2,83	2,821	2,813	2,806	2,8	2,796	2,792	2,789	2,788
360	4,43	4,207	3,999	3,807	3,63	3,468	3,322	3,191	3,076	2,976	2,891	2,822	2,768	2,73	2,707
Min vitesse (m/s)	-1,82	-1,818	-1,816	-1,814	-1,813	-1,811	-1,81	-1,808	-1,807	-1,806	-1,805	-1,804	-1,804	-1,804	-1,803
Max vitesse (m/s)	4,43	4,207	3,999	3,807	3,63	3,468	3,322	3,191	3,076	2,976	2,891	2,822	2,792	2,789	2,788
Max vitesse absolue (m/s)	4,43	4,207	3,999	3,807	3,63	3,468	3,322	3,191	3,076	2,976	2,891	2,822	2,792	2,789	2,788
Force de trainé (kN)	50	45	41	37	34	31	28	26	24	23	21	20	20	20	20

Efforts hydrodynamiques horizontaux sur la tête d'aspiration

Profondeur (m)	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5
Hauteur de l'intake (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5
Phase (°)	Accélération (m/s ²)			Accélération (m/s ²)			Accélération (m/s ²)			Accélération (m/s ²)					
0	-1,922	-1,722	-1,535	-1,362	-1,204	-1,059	-0,927	-0,81	-0,706	-0,617	-0,541	-0,479	-0,43	-0,396	-0,375
30	-1,098	-0,943	-0,799	-0,666	-0,543	-0,431	-0,33	-0,239	-0,159	-0,089	-0,031	0,017	0,055	0,082	0,098
60	0,026	0,119	0,205	0,285	0,359	0,426	0,487	0,541	0,589	0,631	0,666	0,695	0,717	0,733	0,743
90	0,56	0,623	0,682	0,737	0,787	0,833	0,874	0,911	0,944	0,973	0,997	1,016	1,031	1,042	1,049
120	0,741	0,794	0,844	0,89	0,932	0,971	1,006	1,037	1,064	1,088	1,109	1,125	1,138	1,147	1,153
150	0,795	0,845	0,892	0,935	0,975	1,012	1,045	1,074	1,1	1,123	1,142	1,158	1,17	1,178	1,184
180	0,806	0,856	0,902	0,945	0,985	1,021	1,053	1,082	1,108	1,13	1,149	1,165	1,177	1,185	1,19
210	0,795	0,845	0,892	0,935	0,975	1,012	1,045	1,074	1,1	1,123	1,142	1,158	1,17	1,178	1,184
240	0,734	0,788	0,838	0,884	0,927	0,966	1,001	1,032	1,06	1,084	1,104	1,121	1,134	1,143	1,149
270	0,539	0,603	0,663	0,719	0,77	0,817	0,859	0,897	0,93	0,959	0,984	1,004	1,019	1,03	1,037
300	-0,03	0,066	0,155	0,238	0,314	0,383	0,446	0,502	0,552	0,595	0,631	0,661	0,684	0,7	0,71
330	-1,184	-1,025	-0,876	-0,738	-0,612	-0,496	-0,392	-0,298	-0,216	-0,144	-0,084	-0,034	0,004	0,032	0,048
360	-1,922	-1,722	-1,535	-1,362	-1,204	-1,059	-0,927	-0,81	-0,706	-0,617	-0,541	-0,479	-0,43	-0,396	-0,375
Mini accélération (m/s²)	-1,922	-1,722	-1,535	-1,362	-1,204	-1,059	-0,927	-0,81	-0,706	-0,617	-0,541	-0,479	-0,43	-0,396	-0,375
Max accélération (m/s²)	0,806	0,856	0,902	0,945	0,985	1,021	1,053	1,082	1,108	1,13	1,149	1,165	1,177	1,185	1,19
Max absolue accélération (m/s²)	1,922	1,722	1,535	1,362	1,204	1,059	1,053	1,082	1,108	1,13	1,149	1,165	1,177	1,185	1,19
Force d'inertie (kN)	39	35	31	27	24	21	21	22	22	23	23	23	24	24	24

Efforts hydrodynamiques horizontaux sur la tête d'aspiration

Hauteur de l'intake (m)	7,5	7	6,5	6	5,5	5	4,5	4	3,5	3	2,5	2	1,5	1	0,5	Totale
Force d'inertie (kN)	39	35	31	27	24	21	21	22	22	23	23	23	24	24	24	383
Force de trainé (kN)	50	45	41	37	34	31	28	26	24	23	21	20	20	20	20	441
Force totale (kN)	89	80	72	65	58	52	49	48	47	45	45	44	44	44	44	825
Moment de reversement (KN.m)	667	560	467	387	319	261	223	191	163	136	111	88	65	44	22	3705

ANNEXE 3

- **Diadramme de Moody**

