



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION DU FRONT DE MER DE VERTE
RIVE COMMUNE DE BORJ EL KIFFAN (W. ALGER)**

Présenté par :

BOULALA Wassim

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENALOUKLI	M.C.A	Président
I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M.D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
M.BOUKHELIFA	M.A.A	Promoteur

Session : Octobre 2020

Remerciements

Je tiens à remercier toutes personnes ayant contribué à mon mémoire et toutes personnes m'ayant aidé de près ou de loin à rédiger mon mémoire.

Je remercie en premier temps Allah tout-puissant qui m'a donné la force et le courage de faire ce mémoire. C'est notre protecteur et le miséricordieux.

*Je voudrais aussi remercier mon promoteur **Mr.Boukhelifa** pour sa patience, sa sagesse et sa collaboration.*

Je remercie mes parents pour leurs sacrifices, pour leurs amours et pour mon éducation.

*Je remercie mes deux frères **Nadjib** et **Amine** pour leurs fraternités et à ma très chère sœur **Hiba** qui a pris soin de moi depuis mon enfance.*

Je remercie aussi toute l'équipe pédagogique de l'école nationale supérieure d'hydraulique qui nous ont formé pour être des ingénieures compétentes en hydraulique.

*Et enfin, je remercie mes amis **Islem Mohamed Yassine** et **Rachid**, j'ai passé avec eu 3 années merveilleuses. Ma très chère amie **Ahlem**, j'ai partagé avec elle de très bons souvenirs. Et aussi **Hadjer** qui m'a convaincu de choisir se thème. Et aussi **Aziz**, **Hakim**, **Nazim**, **Amimar** mes anciens camarades de l'EPSTA.*

Merci à vous tous !

Dédicace

*Je dédie se travail à ma mère, toi qui es la plus gentille femme du monde.
Tu as toujours été patiente et pieuse.*

À mon père, toi qui m'as toujours aidé depuis mes premiers pas.

*Je dédie mon travail à mes 5 neveux **Khalil, Kenzy, Kamil, Ilyne et Darine**, je vous aime de tout mon cœur.*

*Je veux dédier mon travail aussi à mon grand-père papi **Rachid** et à ma tante **Latifa** qu'elle repose en paix. Et aussi ma tante **Ahlem** la plus magnifique de toutes les tantes.*

*Je dédie mon travail à ma très chère amie **Ahlem**, j'ai passé avec de toi 3 année merveilleuse, je t'en remercie.*

À toute la famille ENSH, mes enseignants et mes amis.

*« Soyons reconnaissants aux personnes qui nous donnent du bonheur ; elles sont les charmants jardiniers par qui nos âmes sont fleuries » **Marcel Proust**.*

ملخص

تأتي هذه الدراسة في إطار حماية شاطئ الضفة الخضراء الواقعة ببلدية برج الكيفان بولاية الجزائر. بسبب التآكل بفعل الأمواج على طول خط ساحله البالغ ١٤٠٠ م، تم تحديد أبعاد الهياكل الوقائية بناءً على سلوك الأمواج في الأعماق البحرية وتحولها نحو الساحل. سمح لنا ذلك بإسقاط العديد من التصاميم من بينها أربع كاسرات الأمواج سطحية وثلاثة مغمورة. وتم الاعتماد في تحديد الأبعاد النهائية للتصاميم استنادًا على عدة معايير.

Résumé

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la protection du rivage de Verte Rive, situé à la commune de Borj-El-Kiffan car elle subit une dégradation du littoral par l'effet de la houle sur une longueur de 1400 m. Le dimensionnement des ouvrages de protection a été fait en se basant sur le comportement de la houle au large et sa transformation vers les côtes. Cela nous a permis de projeter plusieurs variantes notamment une variante de 4 brises lames et une autre variante de trois brises lames immergés. Le choix de cette dernière c'est fait selon plusieurs critères pour optimiser le projet.

Abstract

The present study is part of the protection of Verte Rive shoreline, located in the municipality of Borj El Kiffan, because it is undergoing a degradation of its coastline by the effect of sea waves over a length of 1400 m. The design of sea protection dikes or break waters was made by the wave behaviour in the offshore and its transformation in the near shore. This allowed us to project several variants, one of four breakwaters and another of three immersed break waters. The choice of this latter was done according to several criteria to optimize the project.

Table des matières

Table des figures	9
Liste des tableaux	11
I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	16
I.1 Situation géographique	16
I.2 Contexte géologique et sédimentologique de la baie d'Alger	17
I.2.1 La stratigraphie	17
I.2.2 Le trait morphologique	18
I.2.3 La sédimentologie	18
I.3 Paramètres climatologique et océanographique	20
I.3.1 La température	20
I.3.2 Les vents	21
I.3.3 Les précipitations	22
I.3.4 Les Facteurs Hydrodynamiques	23
I.4 Evolution du trait de côte	26
I.5 La Bathymétrie	28
I.6 Sismicité de la région	30
I.7 Contexte socio-économique	30
I.7.1 L'Urbanisation	30
I.7.2 La densité de population	31
II ETUDE DE PREVISION DES CARACTERISITIQUES DE LA HOULE AU LARGE	33
II.1 Généralités sur les houles	33
II.1.1 Définition	33
II.1.2 Formation d'une vague et hypothèse de bases pour le calcul théorique	34
II.2 Analyse statistique des houles extrêmes au large de la côte Algéroise	35
II.2.1 Présentation des hauteurs significatives maximales au large de la baie d'Alger	37
II.2.2 La Méthode série des maxima annuels (SMA)	37
II.3 Analyse statistique des houles extrêmes par direction	42
II.3.1 Présentation des données	42
II.3.2 Distribution des hauteurs et périodes significatives suivant les directions	42
II.3.3 Préparation des échantillons	44
II.3.4 La Méthode de Série des Durées Partielles ou POT	44
II.4 Choix de la période de retour	46
II.4.1 La période significative	46

II.4.2	Comparaisons avec le résultat du SSMO	47
II.5	Analyse spectrale de la houle au large des côtes algéroise	48
II.5.1	Le spectre de JONSWAP	48
II.5.2	Présentation des données de départ	50
II.6	Prévision par méthodes semi-empiriques	53
II.6.1	Formules de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB) telles qu'elles ont été présentées dans le (CERC, 1984)	53
II.6.2	Formules de Wilson (1965), revues par (GODA, 2003) :	54
II.7	Discussion et choix des houles au larges	54
III DETERMINATION DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE PRES DU RIVAGE		56
III.1	Généralités sur les déformations de la houle	56
III.1.1	La Réfraction	56
III.1.2	La Diffraction	57
III.1.3	La Réflexion	57
III.1.4	Le Déferlement	57
III.2	Estimation des hauteurs après déformation de la houle	58
III.2.1	Calcul de la Réfraction	59
III.2.2	Calcul du déferlement	60
III.2.3	Calcul du Run up	63
III.3	Estimation de la houle de projet	64
IV PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION ET DE DEFENSE		66
IV.1	Généralités	66
IV.1.1	Considération général et définition des différents types d'ouvrages	66
IV.1.2	Les revêtements	67
IV.1.3	Les protections anti-affouillements	67
IV.1.4	Les Epis	68
IV.1.5	Les Brises lames	70
IV.1.6	Les Dignes immergées	71
IV.1.7	Le système d'Ecoplage	72
IV.1.8	Politique de la gestion du trait de côte	72
IV.2	Composant d'un ouvrage de protection	73
IV.2.1	Carapace	73
IV.2.2	Sous couche	73
IV.2.3	Noyau	74
IV.3	Outils de dimensionnement	74
IV.3.1	La formule d'Hudson	75
IV.3.2	La formule de Van Der Meer en eau peu profonde	75
IV.4	Nécessité d'une étude d'aménagement	76
IV.4.1	Dynamique sédimentaire	76
IV.5	Les ouvrages envisageables	77
IV.5.1	Variante n°1 : Batterie de brise-lames et apport de sable	77
IV.5.2	Calcul du franchissement	79
IV.5.3	Franchissement pour les digues (brises lames, Variante n°01)	79
IV.5.4	Calcul de la transmission	81

IV.5.5	Calcul du Run Up	81
IV.5.6	Calcul de la Réflexion de la houle	82
IV.5.7	Dimensionnement de la carapace	82
IV.5.8	Comparaison entre les formules Hudson et Van Der Meer	85
IV.5.9	Dimensionnement de la sous couche	85
IV.5.10	Dimensionnement du noyau	86
IV.5.11	Carapace avec une pente de 3/2	86
IV.5.12	Vérification de Terzaghi	86
IV.5.13	Butée de pieds	87
IV.5.14	Musoir	88
IV.5.15	Deuxième brise lames	89
IV.5.16	Troisième brise lames	89
IV.5.17	Quatrième brise lames	92
IV.6	Résumé de la première variante	94
IV.7	Variante n°2 : Brise-lames immergés et rechargement de la plage	94
IV.7.1	Prédimensionnement du brises lame	94
IV.7.2	Stabilité du brise lames immergé	96
IV.7.3	Calcul du coefficient de transmission	98
IV.7.4	Résumé de la variante n°2	99
IV.8	Comparaison entre les variantes	100
IV.8.1	Devis estimatif des variantes de protection	100
IV.8.2	Avantages et inconvénients de la variante n°1	101
IV.8.3	Avantages et inconvénients de la variante n°2	102
IV.8.4	Comparaison finale des variantes	102
IV.9	Résultat et discussion	103
V	ORGANISATION DE CHANTIER	104
V.1	Les acteurs principaux du projet	104
V.1.1	Le maitre d'ouvrage	104
V.1.2	Le maitre d'œuvre	104
V.1.3	L'Enterprise	104
V.2	Travaux de Réalisation	105
V.2.1	Installation du chantier	105
V.2.2	Approvisionnement des matériaux	106
V.2.3	Réalisation des Brises-lames	106
V.3	Les moyens du chantier	108
V.3.1	Les moyens matériels	108
V.3.2	Les moyens humains	109
V.4	La planification	109
V.4.1	Délai de construction et programme des travaux	109
V.4.2	Détermination du chemin critique	110
V.5	Calcul du devis quantitatif estimatif du projet	115
V.5.1	Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif	115
V.5.2	Estimation des volumes de TVC (0-500kg) pour chaque brise lame	115
V.5.3	Estimation des volumes d'enrochement (1-4t) pour chaque brise lame	116
V.5.4	Calcul du nombre de blocs Tétrapodes	117
	Bibliographie	121

A		126
B		130
C		145
C.1	Direction NO (315°)	148
C.2	Direction NE (45°)	149
C.3	Direction ENE (67°)	150
D		152
E		159

Table des figures

I.1	Situation géographique de la zone d'étude (rivage de Verte Rive)	16
I.2	Distribution des roches sédimentaires dans les dépôts superficiels dans la baie d'Alger (MAOUCHE, 1987)	19
I.3	Carte géologique de la baie d'alger et Verte Rive	20
I.4	Diagramme ombrothermique de la région d'étude (ONM,2008)	21
I.5	Températures maxima et minima de la zone (ONM,2008)	21
I.6	Précipitations annuels de la région (ONM,2008)	23
I.7	Avancée de la mer de 1940 jusqu' à 1990 (LEM,1992)	27
I.8	Evolution du trait de côte entre 2000 et 2016 par l'indice MNDWI	28
I.9	Bathymétrie de la baie d'Alger	29
I.10	Taux d'urbanisation côtière (RABEHI et al., 2018)	31
I.11	Erosion côtière Verte Rive.	31
II.1	Propagation de la houle (BONNEFILLE, 2010)	34
II.2	Zone de fetch : de la première ride à la dispersion de la houle	35
II.3	Hauteurs significatives maximales annuels de 1958 jusqu'à 2001	37
II.4	Représentation graphique de la loi GEV (Vert :borne sup de l'intervale de confiance; Bleu :borne inf de l'intervale de confiance)	39
II.5	Représentation graphique de la loi Log Normal	40
II.6	Représentation graphique de la loi Log Normal	41
II.7	Rose des vents	43
II.8	Histogramme de distribution des fréquences suivant les hauteurs significatives	43
II.9	Rose des vents (Données points SIMAR : 2120084) de (1958-2019)	50
II.10	Représentation du spectre JONSWAP pour la direction NO (315°)	53
III.1	Réflexion d'une houle sur une parois verticale (BONNEFILLE, 2010)	57
III.2	Type de déferlement (BONNEFILLE, 2010)	58
III.3	Définition de la réfraction de la houle (KAMPHUIS, 2003)	60
III.4	Distance de déferlement (SORENSEN, 1997)	63
III.5	Représentation du Run up sur une plage (SORENSEN, 1997)	63
IV.1	Coupe type d'une digue à talus (CETMEF, 2009a)	67
IV.2	Revêtement de protection des côtes (CETMEF, 2009a)	68
IV.3	Épi en L, Bulverhythe, Royaume-Uni (source : Halcrow 2009)	69
IV.4	Méthode de mise en place des épis (CAMINADE, 1995)	69
IV.5	Mode de fonctionnement des épis (CAMINADE, 1995)	70
IV.6	Brise Lames (MIHOUBI, 2017)	70
IV.7	Brise-lames, formation de tombolos et de saillies (CETMEF, 2009a)	71
IV.8	Plage suspendue avec digues immergées (CETMEF, 2009a)	72

IV.9	Vue de profil d'un système d'écoplage (lemoniteur.fr)	72
IV.10	Franchissement suivants la pente du talus pour plusieurs revanches	80
IV.11	Segmentation d'une carapace (CETMEF, 2009b)	96
IV.12	Coefficients de transmission	99
V.1	Localisation du chantier et de l'aire de stockage des matériaux	105
V.2	Emplacement de la carrière de Ammal beni amrane (Boumerdes)	106
V.3	Largeur nécessaire sur la crête d'une digue (CETMEF, 2009b)	107
V.4	Vue en plan et de côté et coupe transversale de la construction d'une digue par moyen terrestre. (CETMEF, 2009a)	108
V.5	Réseau à flèches du projet	114
B.1	Plateforme du site web puertos.es	132
B.2	Situation du point SIMAR par rapport au large algérien	132
B.3	Rose des houles	133
B.4	Hauteur significative (1958-2019) valeurs max mensuel	135
B.5	Période significative (1958-2019) correspondant à Hs de la houle	135
B.6	Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=1$	136
B.7	Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=2$	136
B.8	Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=3$	136
B.9	Ajustement par la loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=1$	136
B.10	Ajustement par la loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=2$	137
B.11	Ajustement par la loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=2.8$	137
B.12	Ajustement par la loi GPD direction NE (45°) $\lambda=1$	137
B.13	Ajustement par la loi GPD direction NE (45°) $\lambda=1.2$	137
B.14	Ajustement par la loi GPD direction NNE (22.5°) $\lambda=1.79$	138
B.15	La vitesse des vents maximal annuel direction O (270°)	140
B.16	La vitesse des vents maximal annuel direction NE (45°)	140
B.17	La vitesse des vents maximal annuel direction ENE (67.5°)	141
B.18	La vitesse des vents maximal annuel direction NO (315°)	141
B.19	Ajustement par la loi de GEV direction O (270°)	142
B.20	Ajustement par la loi de Gumbel direction NO (315°)	142
B.21	Ajustement par la loi de GEV direction NE (45°)	142
B.22	Ajustement par la loi de Gumbel direction ENE (67.5°)	142
B.23	Les différents Fetch suivant les direction O,NO,ENE,NE (Google Earth Pro)	143
B.24	Spectre JONSWAP pour la direction O (270°)	143
B.25	Spectre JONSWAP pour la direction ENE (67.5°)	144
B.26	Spectre JONSWAP pour la direction NE (45°)	144
C.1	Abaque de calcul des coefficients de shoaling K_s (Aristaghes,1985)	151
E.1	La plage de verte rive , se situant près de l'implantation des ouvrage	159
E.2	Situation des deux brises-lames 1,2	160
E.3	Chargeuse sur pneus (XCMG)	160
E.4	La pose des enrochements par une pelleuse	161
E.5	Travaux de realisation de la carapce	161
E.6	Enrochement de catégorie (1-4T)	162
E.7	Diagramme de Gantt du projet sur Ganttproject	163
E.8	Réseau à nœuds du projet	164

Liste des tableaux

I.1	Fréquences mensuelles en s^{-1} de la houle au large par direction (SSMO, 1980)	24
I.2	Degrés correspondant aux amplitudes de houles (SSMO, 1980)	24
I.3	Fréquence par direction des différents états de la mer au large (SSMO, 1980)	24
I.4	Relation période amplitude au large (SSMO, 1980)	25
I.5	Les valeurs significatives des amplitudes en (m) de la houle au large (SSMO, 1980)	25
II.1	Valeurs des paramètres de la loi GEV	38
II.2	Valeurs des quantiles pour plusieurs période de retour	38
II.3	Valeurs des paramètres de la loi Lognormal	39
II.4	Valeurs des quantiles pour plusieurs période de retour Log normal	40
II.5	Valeurs des paramètres de la loi Gumbel	41
II.6	Valeur des quantiles pour plusieurs période de retour Gumbel	41
II.7	Résultat du paramètre d'étalement pour chaque loi	42
II.8	Valeurs des distances d'Anderson Darling pour chaque seuil et nombre de dépassement	45
II.9	Hauteurs significatives extrêmes en fonction des périodes de retour et le nombre de dépassements pour chaque direction	46
II.10	Les périodes significatives de la houle suivant plusieurs directions	47
II.11	durée de vie de l'ouvrage selon sa classe (HOAI, 2011)	47
II.12	Valeurs des vitesses des vents extrêmes sur le point SIMAR 2120084 en (m/s)	51
II.13	Valeurs du fetch pour chaque direction	51
II.14	Résultats du programme JONSWAPFU sur Matlab	52
II.15	Résultats des formule semi empiriques	54
II.16	Valeur des hauteurs et périodes significative au large	55
III.1	Formules des coefficients(GODA, 1975)	61
III.2	Hauteurs significatives dans zone de déferlement ($H_0=9.58$ m , $T=11.26$ s , $D=315^\circ$)	61
III.3	Hauteurs significatives dans la zone de déferlement ($H_0 = 7.09$ m, $T=11$ s, $D=45^\circ$)	61
III.4	Hauteurs significatives dans la zone de déferlement ($H_0 = 4.9$ m, $T=10.4$ s, $D=67.5^\circ$)	62
III.5	Résultat du Run up	64
III.6	Houles de projet	64
IV.1	Caractéristique de Oued el Harrach et oued el Hamiz (ANRH,2014)	77
IV.2	Caractéristique du brise lames	79
IV.3	Valeurs des coefficients c, d (CETMEF, 2009a)	82

IV.4	Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces (CAMINADE, 1995)	83
IV.5	Coefficients de stabilité de Hudson pour un dommage nul et un franchissement léger (CERC, 1984)	88
IV.6	Résumé de la variante n°1	94
IV.7	Coefficients d'ajustement des courbes de stabilité pour le début de dommage	97
IV.8	Stabilité brise lames	97
IV.9	Épaisseur des sections	98
IV.10	Dimensions du brise lame immergé	99
IV.11	Stabilité du brise lames immergé	100
IV.12	Estimation des quantités de matériaux	100
IV.13	Devis quantitatif et estimatif de la variante n°1	100
IV.14	Estimation des quantités de matériaux de la variante n°2	101
IV.15	Devis quantitatif et estimatif de la variante n°2	101
IV.16	Comparaison entre la variante 1 et 2	103
V.1	Vue d'ensemble des types d'équipements avec les gammes de puissance, de masse, de capacité et de largeur	109
V.2	Les principales tâches et leurs désignations	110
V.3	Méthode de calcul du chemin critique	112
V.4	Calcul du devis de la variante n°1	118
A.1	Moyenne mensuelle des températures moyennes (en °C)	127
A.2	Moyenne mensuelle des températures minimale (en °C)	128
A.3	Moyenne mensuelle des températures maximales (en °C)	129
B.1	Hauteurs significative maximal de 1958 à 2001 (source SIMAR 44)	131
B.2	Fréquences d'apparition des houles significatives et leur périodes de 1958-2019	134
B.3	Période de retour pour zone de type 1 (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)	138
B.4	Classification des ouvrages de protection par leur période de retour (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)	139
B.5	classification des ouvrages selon la profondeur d'inondation (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)	139
B.6	Durée de vie de l'ouvrage selon sa classification (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)	139
C.1	Résultats des longueurs d'onde et célérités de la houle au large	145
C.2	Réfraction de la houle NO (315°), $H_0=9.58$ m, $T_m=11.26$ s, $\alpha_0=50^\circ$	146
C.3	Réfraction de la houle NE (45°), $H_0=7.09$ m, $T_m=11$ s, $\alpha_0=69^\circ$	147
C.4	Réfraction de la houle ENE (67.5°), $H_0=4.9$ m, $T_m=10.4$ s, $\alpha_0=88^\circ$	148
C.5	Réfraction de la houle NO, profondeur [4m, 1m]	148
C.6	Calcul des coefficients pour la réfraction (NO)	149
C.7	Réfraction de la houle NE, profondeur [4m, 1m]	149
C.8	Calcul des coefficients pour la réfraction (NE)	150
C.9	Réfraction de la houle ENE, profondeur [4m, 1m]	150
C.10	Calcul des coefficients pour la réfraction (ENE)	151
D.1	Valeurs de calcul de S_d pour un enrochement naturel en double couche (CETMEF, 2009a)	152

D.2	Domaine de validité des paramètres des formules de Van der Meer en eau peu profonde (CETMEF, 2009a)	152
D.3	Valeurs moyennes et valeurs dépassées à 95 % des coefficients des Équations IV-4 et IV-5 (CETMEF, 2009a)	153
D.4	valeur des coefficients a et b pour des talus lisses et de pente constante (CETMEF, 2009a)	153
D.5	Valeur du coefficients de réduction de rugosité (TAW,2002a)	153
D.6	Conditions expérimentales des essais effectués par Vidal et al. (1995)	154

Liste des abréviations

CETMEF	Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association (GB)
DTP	Direction des Travaux Public
GEBCO	General Bathymetric Chart of the Oceans
GEV	Generalized Extreme Values
GPD	Generalized Pareto distributions
IVC	Indice de Vulnérabilité Côtiers
JONSWAP	Joint North Sea Wave Observation Project
LCHF	Laboratoire Centrale d'Hydraulique de France
LEM	Laboratoire d'Etudes Maritimes
MEDITRAM	Méditerranéenne des Travaux Maritimes
NGA	Niveau Générale Algérien
ONM	Office National de Météorologie
POT	Peak Over Threshold
SMA	Série des Maxima Annuel
SPM	Shore Protection Manual
SSMO	Summary of Synoptic Meteorological Observations
TAW	Technical Advisory Committee on Flood Defence
TVC	Tout Venant Carrière

INTRODUCTION GENERALE

Selon un rapport sur la cartographie de la vulnérabilité des communes de la baie d'Alger publié sur la revue géographique des pays méditerranéens (RABEHI et al., 2018), la commune de Borj El Kiffan est classée parmi les plus vulnérables en terme de dégradation du littoral. Aujourd'hui, 91 % de la population algérienne vit au long de la côte méditerranéenne, sur 12 % de la surface totale. Près de la moitié de la population est urbaine. La même source nous apprend que l'IVC (indice de vulnérabilité côtière) de la commune de Borj El Kiffan est important à cause du contexte socio-économique et au contexte physique. C'est pour cela que l'Algérie a participé à la conférence de Barcelone en 1995 et que le plan d'Action de la Méditerranée (PAM) a décidé de formuler et mettre en œuvre un programme d'aménagements côtiers (PAC) pour la zone côtière Algéroise.

La commune de Borj El Kiffan, le lieu-dit : Verte Rive, subit une dégradation du littoral. Il est plus pertinent de faire une étude de protection du front de mer de Verte Rive. Ce rivage est menacé à cause de l'effet hydrodynamique des houles par déferlement. Une érosion du trait de côte qui conduit à la menace des habitations par l'attaque de la mer. Ce phénomène est aussi dû à la vitesse des vents, la géomorphologie et la bathymétrie de la zone.

Les autorités locales notamment la direction régionale des travaux public d'Alger (DTPA) doit envisager une stratégie de lutte contre l'érosion côtière au niveau de Borj El Kiffan.

Nous voudrions remédier au problème de l'avancée de la mer et d'optimiser les calculs en vue de la protection du rivage tout en gardant l'aspect technico-économique du projet.

Afin de traiter ce sujet, une démarche a été établie. Elle consiste d'abord à la collecte des données, notamment : les données océanographiques, climatologiques, géologiques et topobathymétriques de la zone d'étude. Aussi une recherche documentaire sur le génie côtiers , des ouvrages de référence tels que le guide d'enrochement (CETMEF, 2009a) et l'ouvrage de (GODA, 2010) ont été utilisés. Cette initiative a pour vision de bien connaître la région et le domaine maritime.

Nous verrons en premier temps une synthèse sur la zone d'étude (Chapitre I), Ensuite l'utilisation des données acquises pour l'introduction à la prévision des houles (Chapitre II) et la transformation de la houle vers la côte (Chapitre III), Pour après projeter et dimensionner des variantes d'ouvrage envisageable (Chapitre IV) et enfin estimer le coût total de réalisation (Chapitre V).

Chapitre I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Une bonne connaissance de la zone d'étude en termes de géologie climatologie et océanographie implique une anticipation de toute problématique qui peut se produire. C'est le but de ce chapitre, à savoir une connaissance claire et précise des paramètres physiques de notre région.

I.1 Situation géographique

la zone d'étude « rivage de verte Rive » occupe la partie Est de la baie d'Alger . Elle se situe près de 3 Km de l'ouest du centre ville de Borj el kiffan et à 500 m du club de loisir aquatique Kiffan Club (Figure I.1). Sur des coordonnées UTM zone 31 S montrés ci-dessous que le rivage de Verte Rive se situe :

- Longitude : 519 242.00 m E
- Latitude : 4 068 599.00 m N

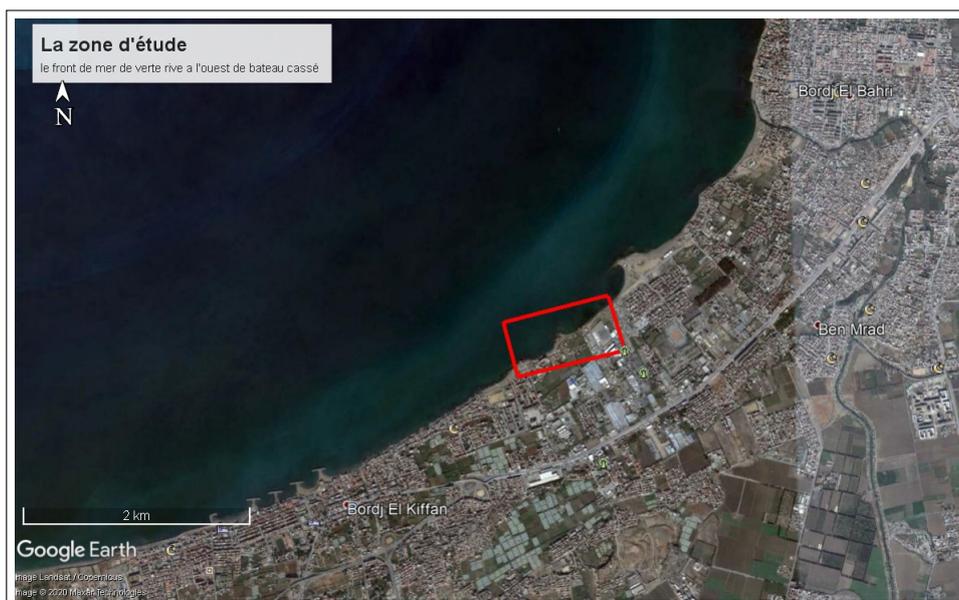


FIGURE I.1 – Situation géographique de la zone d'étude (rivage de Verte Rive)

I.2 Contexte géologique et sédimentologique de la baie d'Alger

La baie d'Alger a fait l'objet de plusieurs Etudes notamment de (Aymé et Ficheur,1948).

La baie d'Alger constitue l'extrémité orientale de la plaine de la Mitidja qui est une zone de subsidence continue, cette dernière a donné naissance à une sédimentation active dont les éléments proviennent des reliefs de l'Atlas Blidéen. Du point de vue de la géologie et la morphologie régionale, la région d'Alger est subdivisée en quatre ensembles bien définis :

- Le massif d'Alger (massif de la Bouzaréah) : il forme le point le plus haut de la région à 407 m d'altitude. Il est bordé au Nord et à l'Est par la mer méditerranée, à l'Ouest par les dépôts néogènes discordants et au sud par le bassin de la Mitidja.
- Le Sahel d'Alger : allongé d'Est en Ouest, il englobe les reliefs qui s'étendent entre le massif d'Alger, la rive gauche de l'Oued El Harrach et la rive droite de l'Oued Mazafran. On y distingue : un ensemble essentiellement calcaire-gréseux à lumachelles ; un faciès marin à marnes bleues (sahel marneux) ; et des dépôts continentaux argilo-caillouteux rouges à bruns (le piémont sud du Sahel).
- La plaine littorale d'El-Hamma : il s'agit d'une petite plaine alluviale côtière, limitée au sud par la corniche mollassique, à l'Est par le massif d'Alger et à l'Ouest par Oued El Harrach. Cette plaine a une altitude variant de 2 à 15 m.
- La plaine de la Mitidja : pour Glangeaud (1932), la Mitidja est un vaste synclinorium bordé au Nord et au Sud par des flexures. C'est une plaine synclinale à remplissage Mio-Plio-Quaternaire orienté suivant un axe Est-Nord-Est / Ouest-Sud-Ouest. Elle est limitée au Nord par l'anticlinal sahélien et à l'Est par le massif cristallophyllien de la Bouzarea (RABEHI et al., 2018).

I.2.1 La stratigraphie

La région d'Alger a connu une grande lacune de sédimentation, selon (TALBI et al., 1993) au cours du secondaire et la base du tertiaire (Eocène, Oligocène) seule le primaire et le mio-plio-quaternaire y sont représentés :

I.2.1.1. Le primaire :

Le massif d'Alger est constitué de roches cristallophylliennes (les gneiss, les schistes et les micaschistes) sont d'autre apparaissent au niveau de sidi-Fredj et le cap de tamentfoust. Composé de micaschistes et marbre fortement plissés et écaillés , les séries ont été soumises a des manifestation magmatique filon dolérique .

I.2.1.2. Les formations tertiaires :

Elles recouvrent en discordance les faciès métamorphiques primaires :

- Le miocène : il est reconnu dans la Mitidja et affleure dans la baie d'Alger entre Borj el Bahri et Cap de tamentfoust
- Le pliocène : ces formations occupent le sahel affleurant de très peu la bordure Sud de la plaine ou elles sont masquées par la formation quaternaires qui vient buter sur les series créacé a pléocène de l'atlas de blida.
- L'Astien : les affleurement de l'astien se rencontrent dans le sahel à l'Est et au Sud-Est de la baie d'Alger (Reghaia et Khmis el Khechna ainsi qu'au Sud de Borj el Bahri)

I.2.1.3. Les formations Quaternaires :

La mer réoccupe la zone septentrionale de la région d'Alger au calabrien II qui correspond à une oscillation positive du niveau marin dans un contexte globalement régressif (Saoudi, 1982)

- Le tyrrhénien : le tyrrhénien II est représenté par une plage plus récente, durant cette phase, c'est la seule transgression qui a laissé un dépôt dans la zone de tamentfoust sur la côte ouest (à proximité de borj el bahri, ex :Alger plage).

I.2.2 Le trait morphologique

Le présent travail s'intéresse sur une portion de la marge orientale, méditerranéenne de la baie d'Alger . Située dans la partie septentrionale et centrale de l'Algérie, elle constitue le prolongement du bassin néogène de la plaine de la Mitidja. Elle est délimitée par les massifs cristallophylliens de La Bouzaréah (ou massif d'Alger) à l'Ouest et le pointement du Matifou à l'Est. Face à ces deux caps, le talus continental y est très étroit, les fonds sont très inclinés et rocheux, marqués par de nombreux accidents de la topographie (îles Sandja, banc du Matifou, îlots de la Pointe Pescade) . Entre ces deux marges, le plateau s'élargit, délimitant ainsi la baie d'Alger, où il s'étend sur une largeur de 8.5 Km, en pente douce de l'isobathe 0 m à celui des 100 m. Les isobathes sont régulières et grossièrement parallèles au rivage. Ainsi, la rupture de pente correspond à l'alignement de La Bouzaréah et du Cap Matifou.

La forme semi-circulaire de la baie et son orientation Sud-Nord protège certains de ses secteurs des influences du large et des houles dominantes selon la période de l'année. Par ailleurs, cette configuration de la baie l'expose plus particulièrement aux effets des rejets urbains et industriels, drainés par les eaux des oueds El Harrach (au centre de la baie) et El Hamiz (à l'Est), et de nombreux émissaires d'eaux usées de la ville d'Alger. En outre, ses eaux sont soumises à l'influence du port d'Alger situé dans la zone extrême Ouest de la baie (MESSILI, 2004).

I.2.3 La sédimentologie

Du point de vue sédimentologique, les premiers travaux menés dans la baie d'Alger tant sur la nature que sur la répartition des sédiments superficiels ont été élaborés par quelques auteurs tels que (Le Danois,1925), (Caulet ,1972), (Leclaire,1972). La couverture sédimentaire est constituée d'une phase organogène représentée par les coquilles, des constructions de type coralligène et des tests d'organismes benthiques ou planctoniques, et des sédiments terrigènes provenant pour l'essentiel des apports des oueds El Harrach et El Hamiz. Quant à la fraction terrigène sableuse, elle provient essentiellement de la désagrégation et de la dispersion vers le large des formations métamorphiques littorales. À l'Est , à la pointe du Cap Matifou et à l'Ouest, face à Bab El Oued sont localisés les fonds à graviers envasés (MAOUCHE, 1987). Figure 1.2, en se basant sur la composition globale des dépôts, Trois groupes s'individualisent :

- les faciès sableux (sableux à sablo-vaseux) : ils se limitent à la bordure littorale entre 10 et 35 m de profondeur au droit des émissaires et au prolongement des caps où ils s'étendent à des profondeurs plus élevées, en direction du centre de la baie. Trois groupes s'individualisent : (1) les sables fins terrigènes (zone littorale de la partie centrale de la baie) (2) les sables moyens mixtes organo-terrigenes faiblement envasés occupant une faible superficie au niveau de la bordure rocheuse occidentale (3) les sables grossiers observés essentiellement dans le secteur Est de la baie.

- les faciès carbonatés réduits aux bordures rocheuses littorales et hauts fonds rocheux de la baie,
- Les faciès pélitiques (vaso-sableux à vaseux) occupent la partie centrale de la baie dès 25 m de profondeur.

Selon (MESSILI, 2004) D'une manière générale, il apparaît que l'essentiel des dépôts superficiels de la baie d'Alger appartiennent au faciès vaseux. À l'Est et à l'Ouest, à l'abri du Cap Matifou et du massif de Bouzaréah, se constituent des zones de décantation des éléments emmenés par les eaux usées et les oueds, présentant un sédiment sablo-vaseux renfermant des débris terrigènes.

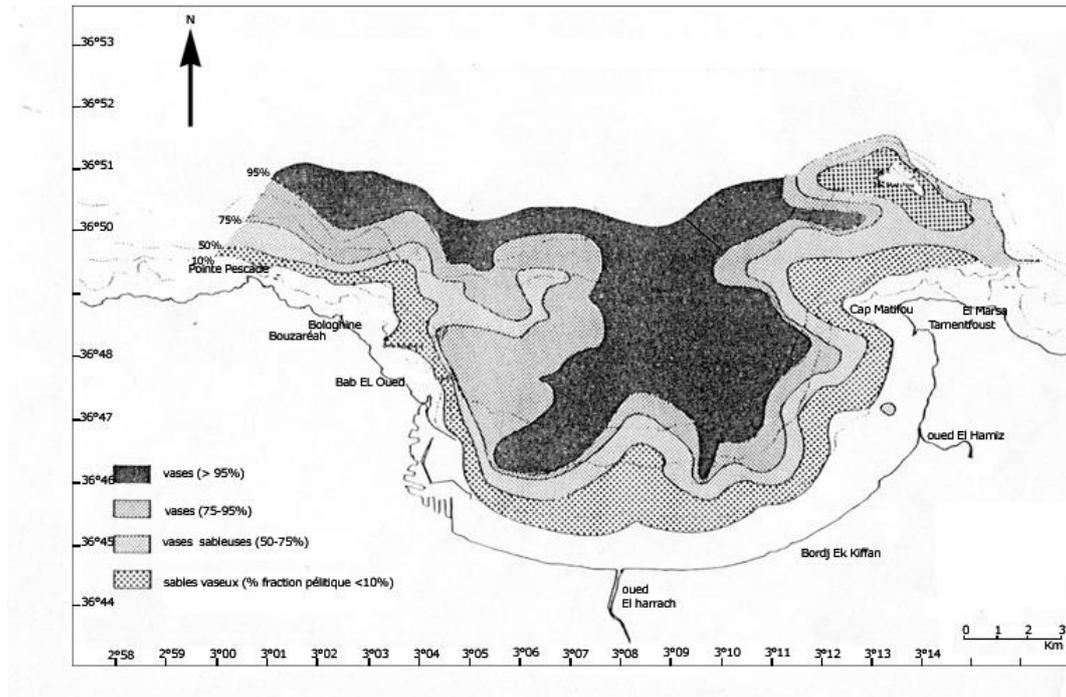


FIGURE I.2 – Distribution des roches sédimentaires dans les dépôts superficiels dans la baie d'Alger (MAOUCHE, 1987)

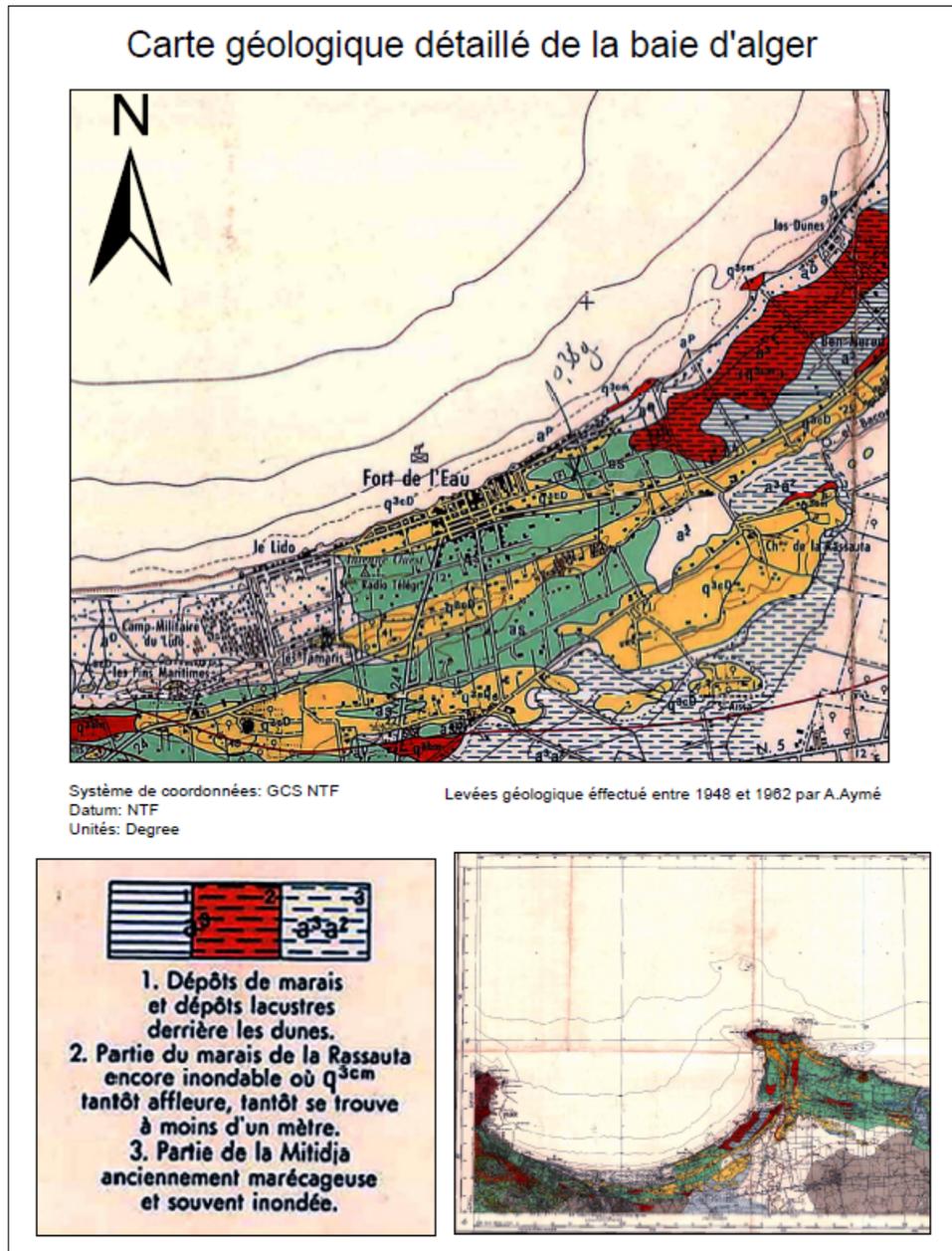


FIGURE I.3 – Carte géologique de la baie d'alger et Verte Rive

I.3 Paramètres climatologique et océanographique

I.3.1 La température

Les températures sont mesurées par la station météorologique de Dar El Beida avec les coordonnées suivantes :

- Altitude : 25 m
- Latitude : 36°41 N
- Longitude : 03°13 E

Les températures relevées sont représentées dans l'Annexe A . les maximales moyenne (Tableau A.3) et minimales (Tableau A.2) sont repris pour calculer la moyenne mensuel à partir de 1996 jusqu'à 2008.

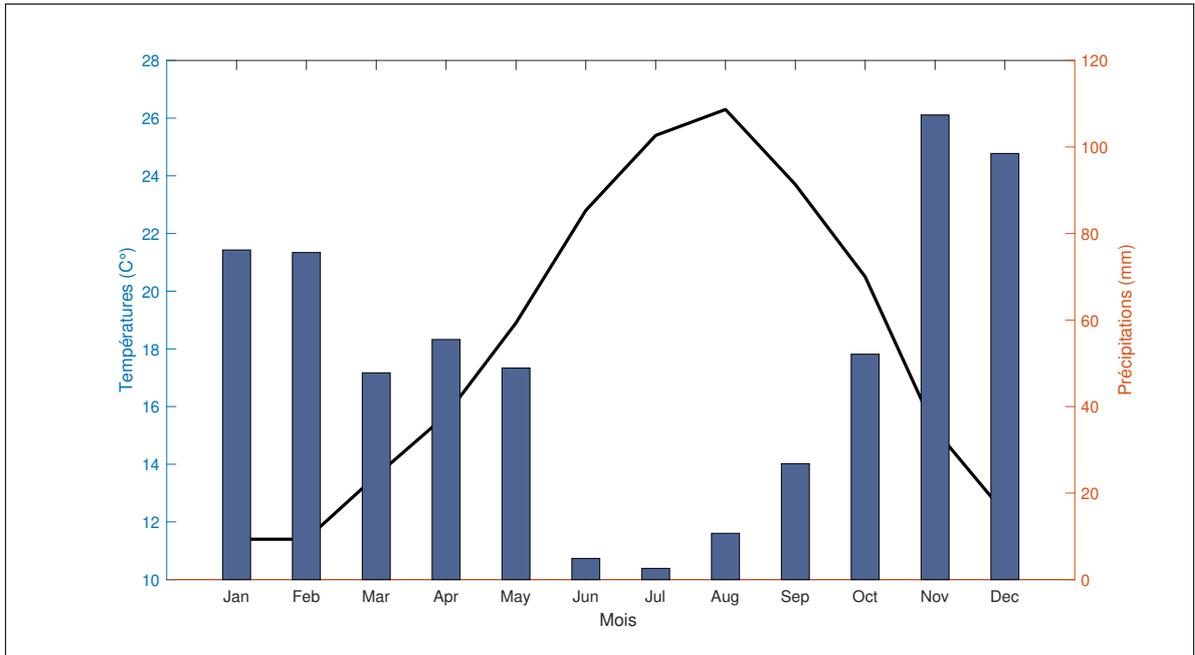


FIGURE I.4 – Diagramme ombrothermique de la région d'étude (ONM,2008)

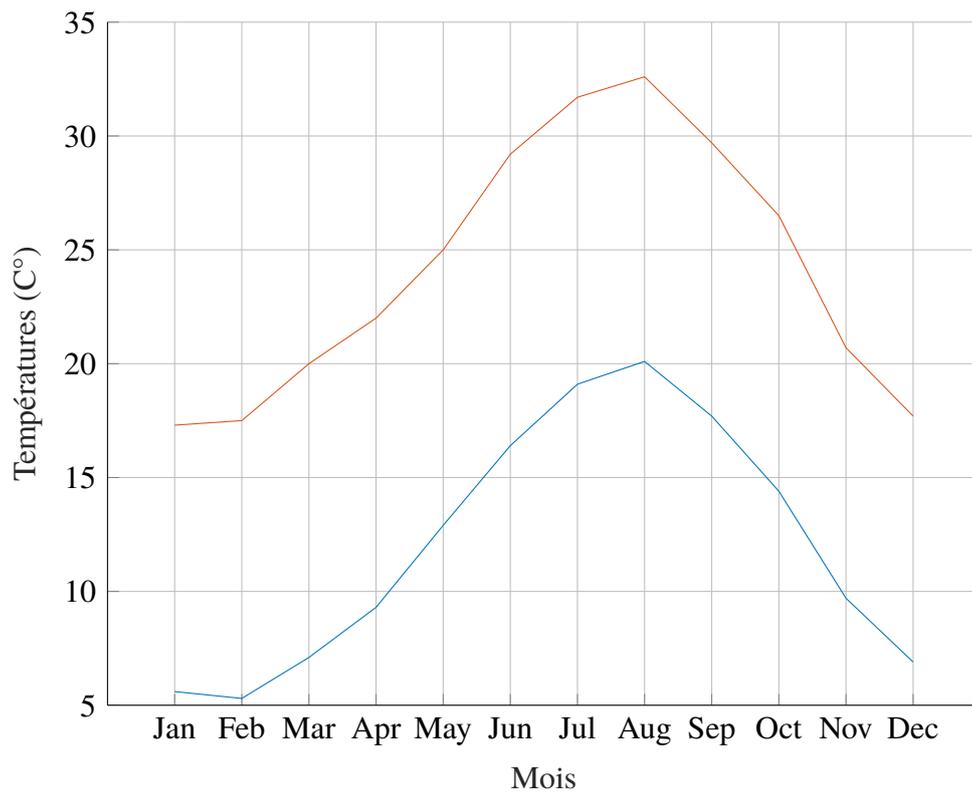


FIGURE I.5 – Températures maxima et minima de la zone (ONM,2008)

I.3.2 Les vents

L'analyse du régime des vents est effectuée à partir de deux sources de données météorologiques :

Données du Summary of Synoptic Meteorological Observation (S.S.M.O 1914 à 1970)

Les vents jouent un rôle très important dans la dynamique des eaux marines, ils sont générateurs de houles et des courants superficiels (LAURIOL, 1979). Les résultats des observations des vents effectuées au large des côtes algériennes, sont rapportés sous forme des roses de vents pour chaque trimestre et pour toute l'année. Ces roses montrent, que pendant l'hiver (Octobre à Mars) les vents des secteurs Ouest et Sud-Ouest sont dominants et qu'une grande partie se caractérisent par une vitesse supérieure à 16 nœuds.

Les vents d'Est et Nord dominant au cours de l'été (avril septembre), mais la majorité de ceux-ci a des vitesses inférieures à 16 nœuds. Les vents des secteurs Nord-Est et Est se distinguent beaucoup plus par leur fréquence que par leur vitesse. Par contre, les vents du secteur Nord-Ouest et Nord-Nord-Ouest sont appréciables par leur force, mais non par leur fréquence.

Données de la station de Dar El Beida (période de 1975 à 1984)

Ces enregistrements montrent que :

- Les vents de direction N360° (Fréquence 12%), présentent une répartition constante durant toute l'année ;
- Les vents de direction N45° (Fréquence 10%) sont dominants en période estivale s'étalant de Mai à Septembre ;
- Les vents de direction N225° (Fréquence 14,5%) et N270° (Fréquence 11,5%) sont dominants en période hivernale qui s'étale d'Octobre à Avril.

I.3.3 Les précipitations

La zone est très humide et reçoit des précipitations annuelles variant de 280 mm jusqu'à 800 mm (ONM,2008) (Figure I.6). Vu qu'au Magreb le climat se définit par deux saisons très différenciées :

- **Une saison pluvieuse :** D'octobre à Mai, les pluies sont plus souvent des averses courtes et violentes, les débits liquides sont directement liés à cette pluviosité, induisant donc un régime hydrographique très régulier.
- **Une saison sèche :** Concernant le reste de l'année, la quantité des sédiments terrigènes qui arrivent en mer, dépend du fonctionnement du bassin versant et des réseaux hydrographiques ; plus la superficie du réseau est grande, plus les apports sont importants. La baie d'Alger est alimentée par Oued-el-Hamiz et Oued-el-Harrach, ceux-ci prennent leur source dans l'Atlas blidéen et traversent la plaine de la Mitidja. Oued-el-Harrach qui reçoit un grand nombre d'affluents définit un bassin versant d'une superficie d'environ 1270 Km², par contre la superficie du bassin versant de Oued-el-Hamiz est bien plus réduite (environ 350 Km²) (TALBI et al., 1993).

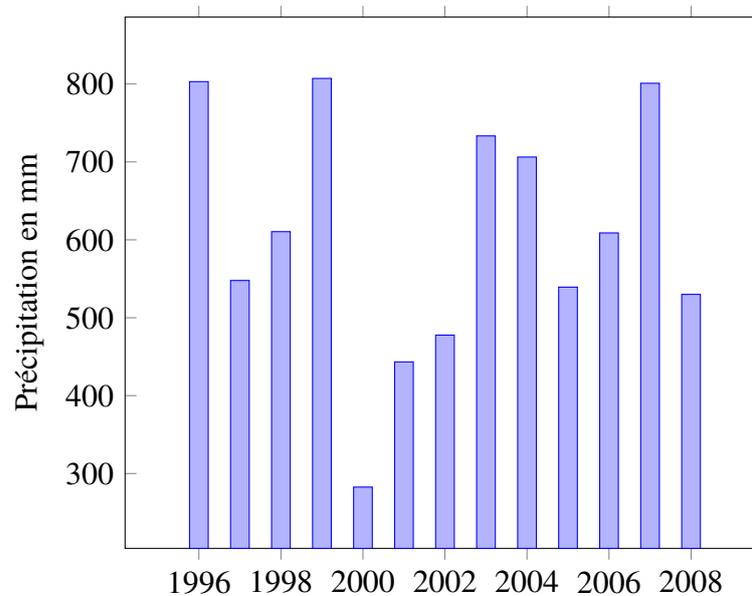


FIGURE I.6 – Précipitations annuelles de la région (ONM,2008)

I.3.4 Les Facteurs Hydrodynamiques

I.3.4.1. Les houles :

On appelle houle un système d'oscillation plus au moins réguliers correspondant à une déformation de la surface de l'eau induite par le vent (LAURIOL, 1979). Le principe de l'analyse de la houle au large est basé sur les observations faites par le Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO) à bord des navires s'étalant sur une période de 8 ans (1963 à 1970). Une analyse statistique de ces données de base permet de définir les secteurs des houles dominantes. Cette étude est faite par l'US Naval Weather Command. Ces données couvrent une zone au large des côtes algériennes situées en longitude est entre 02° et 05° et en latitude nord 36.5° et 38°(SSMO, 1980).

La synthèse de ces données montre une nette répartition saisonnière des directions de houles au large, correspondant en grande partie à celles des vents, du moins pour les secteurs Ouest et Nord-Est. D'après le laboratoire d'étude maritime (L.E.M) le résultat de cette synthèse est précisé par le Tableau I.1. on constate que :

- Les houles les plus fréquemment observées appartiennent aux secteurs Ouest, Est et Nord Est. Les fréquences des houles d'Est et d'Ouest observées sur l'année sont sensiblement identiques, avec toutefois une légère prédominance du secteur Ouest. En été, les houles d'Est prédominent. En hiver, les houles d'Ouest prédominent. Le secteur Nord a une répartition assez régulière durant l'année ;
- L'agitation provenant des secteurs Ouest et Est est la plus fréquente ; néanmoins, pour les fortes houles, le secteur Ouest prédomine. Pour les secteurs Nord et Nord-Ouest, les fréquences d'apparitions sont faibles. Les houles de tempêtes proviennent essentiellement du secteur Ouest (TALBI et al., 1993).

Tableau I.1 – Fréquences mensuelles en s^{-1} de la houle au large par direction (SSMO, 1980)

	Directions							
	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Janvier	8.1	12.9	18.2	5	6.5	13.2	28.8	7.3
Février	8.8	10.3	12.6	4	6.1	16.9	35.6	5.8
Mars	11.3	12.6	15.8	3.6	4.5	12.3	30.5	9.2
Avril	11.7	15.4	16	2	4.4	13.7	26.7	10
Mai	8.2	26.3	31.9	3	3.3	7.2	13.9	6.2
Juin	9.2	29.1	29.8	1.8	1.4	8.2	16.4	4.2
Juillet	5.9	32.5	35.1	1.4	1	5.9	16.3	2
Août	8.8	27.7	37.3	1.9	1.1	5	13.4	4.9
Septembre	6.7	26.4	40.5	2.2	2.3	4.6	14.8	2.5
Octobre	7.8	14.1	20.3	3.2	4.2	14.8	28.8	6.8
Novembre	5.5	5.8	10	5.1	8	15.9	40.4	9.4
Décembre	10.2	6.2	9.4	4.6	7.5	15	37.1	10

Tableau I.2 – Degrés correspondant aux amplitudes de houles (SSMO, 1980)

degrés	amplitudes (m)	Appelations
Calme	0.25	ridée
degré 0	de 0.25 à 0.75	ridée
degré 1	de 0.75 à 1.75	modérée
degré 2	de 1.75 à 3.75	agitée
degré 3	2.75 à 3.75	forte
degré 4	supérieur à 3.75	très forte

Tableau I.3 – Fréquence par direction des différents états de la mer au large (SSMO, 1980)

Etat de la mer au large	direction de la houle				
	O	NO	N	NE	E
Calme	2.9	1.1	2	2.7	4
degré 0	6.2	2	2.9	7	9.3
degré 1	10.9	2.7	2.6	7.6	9.1
degré 2	4.3	0.6	0.7	1.2	0.9
degré 3	0.9	0.1	0.1		
degré 4	0.3				
total	25.5	6.5	8.3	18.5	23.3

Tableau I.4 – Relation période amplitude au large (SSMO, 1980)

Etat de la mer au large	periode de la houle					
	6 s	6 à 7 s	8 à 9 s	10 à 11 s	12 à 13 s	13 s
Calme	5.2	0.1				
degré 0	20.8	1.9	0.4			
degré 1	24.6	13.1	2.7	0.5	0.2	
degré 2	2.6	5.4	3.1	0.9	0.2	
degré 3	0.4	1.1	1	0.6	0.2	
degré 4	0.1	0.5	0.3	0.3	0.3	
total	53.7	22.1	7.5	2.3	0.9	

Tableau I.5 – Les valeurs significatives des amplitudes en (m) de la houle au large (SSMO, 1980)

direction periodes	N	NE	NO	O	Toutes directions confondues
Biennale	4.48	4.68	3.96	6.89	7.17
quinquennale	5.16	5.4	4.62	7.87	8.02
Décennale	5.67	5.93	5.12	8.61	8.69
vingtennale	6.18	6.47	5.62	9.35	9.34
cinquantennale	6.85	7.18	6.28	10.33	10.21
Centennale	7.37	7.18	6.78	11.07	10.86

Donc on peut citer deux periodes de houles prédominantes :

— **Une periode estivale (Avril – Septembre) :**

Les houles des secteurs Nord-Est à qui prédominent 7.6% et 9.1% d'entre elles respectivement ont une amplitude comprise entre 0.75 m et 1.75 m (Tableau 1-2 et Tableau 1-3)

La periode la plus fréquente de cette houle est de 24.6% qui represente 6 second.

— **Une periode hivernale (Octobre-Mars) :**

Les houles des secteurs Ouest à Nord prédominent ,10.9% , 2.7% et 2.6% respectivement ont une amplitude comprise entre 0.75 m et 1.75 m

I.3.4.2. Les courants :

Les courants généraux :

Le courant atlantique (pénétration des eaux par le détroit de Gibraltar) longe, d'Ouest en Est, les côtes d'Afrique du Nord ; sa vitesse est de l'ordre de 1,5 à 2 nœuds. Ce courant s'étale sur plusieurs kilomètres et son action se fait sentir jusqu'à une profondeur de 200 m. Encore très sensible au large Algérois (vitesse = 0,7 nœuds), son action va diminuer dans l'Est du bassin méditerranéen. (1 noeuds = 0,57m/s) Le courant de surface est compensé en profondeur par un contre courant qui longe les côtes espagnoles. D'après (HEUSCH, 1982) La vitesse de ces courants peut augmenter par régime de vent d'Ouest pour atteindre 2,5 à 3,0 nœuds. Les transferts côtiers sont surtout conditionnés par les différentes dérives littorales engendrées par la houle ; pendant l'hiver ils ont une direction Ouest-Est du fait de la houle dominante du NO, le reste de l'année les courants ont plutôt une direction Est-Ouest. Sur les côtes algériennes les courants de marées, du fait du faible marnage des marées, sont négligeables voir même

inexistants. Les courants de houle sont localisés dans la zone comprise entre le déferlement et la côte, lorsque la houle déferle avec une certaine obliquité par rapport au rivage. Lorsque la houle est frontale, les échanges importants peuvent se faire entre la côte et le large par des courants orientés vers les larges appelés courants de retour ou « rip currents », ces courants traversent la zone de déferlement. Ces courants peuvent être très importants et dépasser les m/s (2 nœuds) .

Les courants côtiers :

Les courants induit par la houle au large ou la houle à la côte, sont considérés comme étant les seuls à agir de façon active sur la sédimentation(CAULET et al., 1972). Donc le sens et l'intensité de ce transport sont fonction de l'amplitude et de l'incidence de la houle par rapport à la côte de la zone d'étude , mais aussi de la topographie de la plage sous marine et de la granulométrie des sédiments.(TALBI et al., 1993)

I.3.4.3. La marée :

La marée en mer méditerranée et en particulier sur les côtes algériennes est relativement faible, c'est une marée micro tidal (inférieure à 2m). Elle est la conséquence de deux phénomènes distincts :

- Marée astronomique liée à l'action de la lune et du soleil sur la mer.
- Marée barométrique liée à la variation des conditions climatologiques (pression et vent)

L'effet du vent est plus important puisque la variation du niveau d'eau peut atteindre 10 à 12 cm et plus rarement 20 cm.

Donc on estime les niveaux de la mer comme suit :

N.G.A : Niveau Général Algérien

- Le niveau maximal : +00.60 m (N.G.A)
- Moyenne des hautes mers de vives-eaux : +00.10 m (N.G.A)
- Moyenne des basses mers de vives-eaux : -00.10 m (N.G.A)
- La plus basse mer : -00.34 m (N.G.A)

I.4 Evolution du trait de côte

Le trait de côte pourrait se définir tout simplement comme la limite entre la terre et la mer. Cependant selon le type de côte considéré et sitôt que nous cherchons à tracer cette limite, la notion de trait de côte devient plus complexe et peut se caractériser de différentes façons à l'aide de plusieurs marqueurs et en fonction des données disponibles :

- La limite de végétation
- Le pied ou sommet d'une falaise
- Un ouvrage de protection construit le long du littoral.

Pour notre zone d'étude à savoir le rivage de Verte Rive, une enquête a été faite par le Laboratoire d'Etude Maritime (LEM) le 26 septembre 1992, c'est un témoignage de deux personnes natives de la région. Et a permis de conclure quelques remarques :

- En 1936 il n'y a pas eu de changement ou d'avancée de la mer qui est due à la stabilité du milieu.
- Entre 1947-1948 : il n'y a pas eu d'avancé de la mer.

- Entre 1950-1960 : avancé de la mer de quelques mètres.
- Entre 1960-1990 : avancé très rapide de la mer d'environ 60 mètres due l'intervention humaine.

D'après le laboratoire d'étude maritime l'évolution du trait de côte de la zone est sujet à une attaque marine très accentué et manifestant par la réduction notable de la largeur de plage et l'arrachement des pans de mur voir même quelque maison détruite partiellement. L'enquête a permis de tracer la courbe suivante (Figure I.7) :

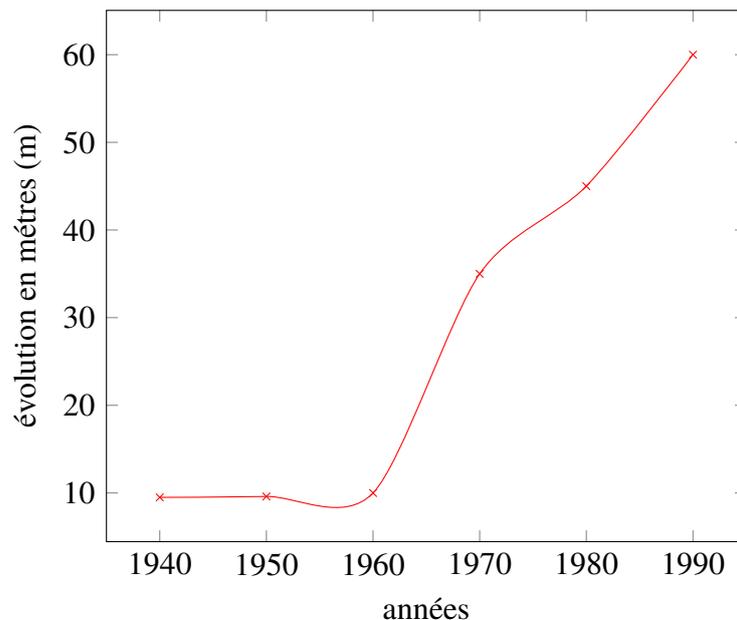


FIGURE I.7 – Avancée de la mer de 1940 jusqu' à 1990 (LEM,1992)

En ce qui concerne l'évolution actuelle, on a récupéré des images satellitaires de type Landsat pour après, les utiliser et calculer les indices MNDWI (Indice de différence d'eau de normaliser modifié)(FEYISA et al., 2014); ces derniers ont été calculés sur deux années différentes (2000 et 2016). Nous remarquons une continuité du retrait d'environ 20 m entre les deux années (I.8)



FIGURE I.8 – Evolution du trait de côte entre 2000 et 2016 par l’indice MNDWI

I.5 La Bathymétrie

La bathymétrie a été faite par le laboratoire d’étude maritime et recueilli par l’entreprise de réalisation (MEDITRAM).

On a pu comparer les résultat fait par le LEM en téléchargeant les images satellites du GEBCO (The General Bathymetric Chart of the Oceans) et traiter les images sur Arc gis . On remarque une certaine cohérence avec ce qu’as fait le LEM a savoir :

- Les isobathes sont parallèle à la côte, une morphologie étagés .
- L’oued el hamiz les courbes bathymétriques sont serrés , indiquant ainsi qu’a ce lieu le fond marin est accidenté avec présence d’un chenal. (LEM, 2017)

Les résultats sont sur la mise en page suivante.

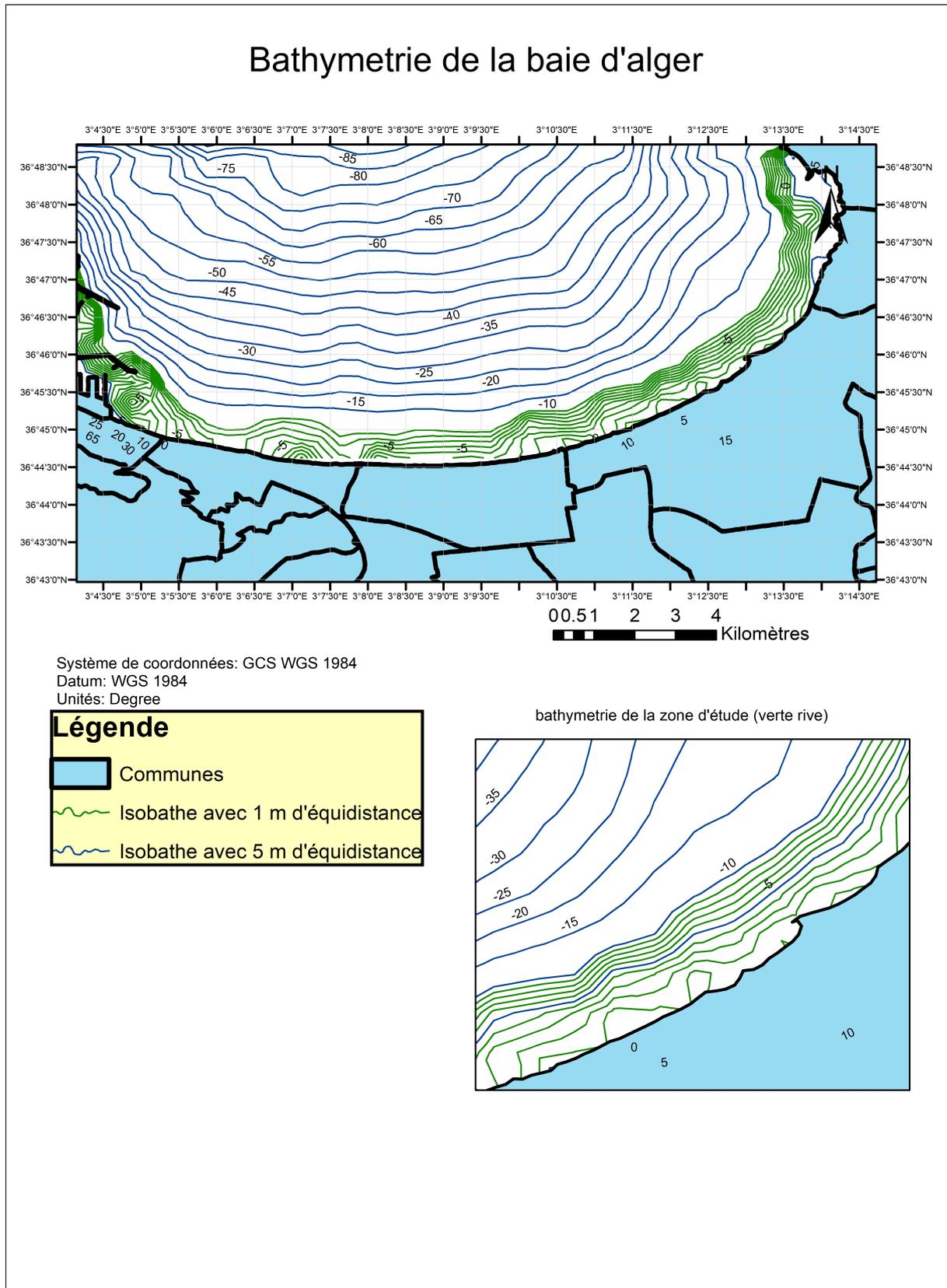


FIGURE I.9 – Bathymétrie de la baie d'Alger

I.6 Sismicité de la région

Le Nord de l'Algérie borde la Méditerranée. Dans cette région, les plaques africaine et eurasienne poussent l'une contre l'autre et engendrent des activités sismiques croissantes. Par conséquent, la région a historiquement souffert de séismes répétés. Par exemple, plus de 20 000 morts ont été enregistrés suite à un séisme important à Alger en 1716. Des séismes plus récents ont provoqué des dommages importants :

- Le 9 septembre 1954, magnitude 6.7, 1 200 morts avec 20 000 maisons détruites.
- Le 10 octobre 1980, magnitude 7.3, 2 640 morts avec plus de 20 000 maisons et bâtiments détruits.
- Le 21 mai 2003, un bilan de 2 266 morts, 10 261 blessés, et 200 000 sans-abris. Plusieurs recommandations ont été établies notamment : Donner une grande importance à la conception architecturale en collaboration directe avec la conception parasismique par l'encouragement de bureau d'étude pluridisciplinaire. Aussi, Opter dans la conception des petits ouvrages d'habitations pour des structures en maçonnerie chaînée qui a un comportement meilleur comparativement à la maçonnerie insérée.

Ces séismes ont résulté des activités des deux plaques susmentionnées. Il est estimé que dans le futur, de similaires ou de plus grands séismes auront lieu dans cette région.

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité, Alger fait partie de la zone III à sismicité élevée.

I.7 Contexte socio-économique

La commune de Borj El Kiffan se situant au côté Est de la baie d'Alger avec une surface de 22.128 km², cette commune a connue en 1998 une population de 103 690 habitants avec un taux d'accroissement de 4.82 % , la population actuel est de 114 059 habitant (APC,2013).

Le contexte socio-économique d'une région est défini selon (RABEHI et al., 2018) en trois couches : l'urbanisation, la densité de population et le réseau routier. Ces derniers ont pour but de déterminer l'indice socio-économique qui générera l'Indice de Vulnérabilité Côtière IVC.

I.7.1 L'Urbanisation

La télédétection par traitement des images Landsat de 2000 à 2015, a permis de cartographier le taux d'urbanisation par commune. Le travail a été fait par le ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

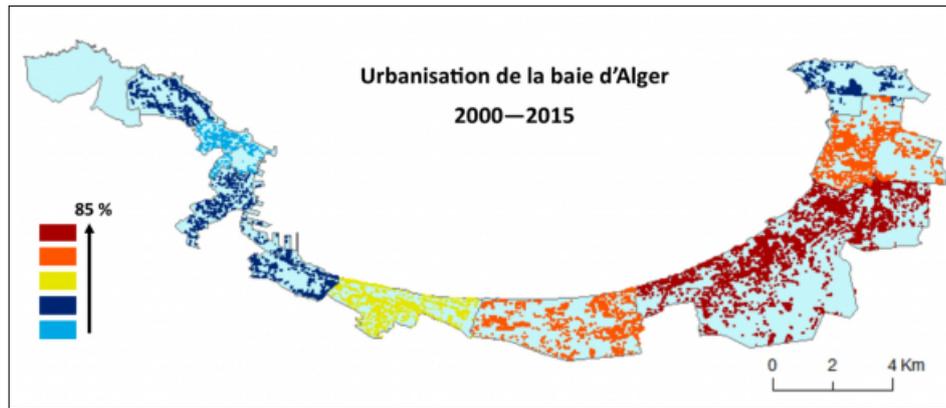


FIGURE I.10 – Taux d’urbanisation côtière (RABEHI et al., 2018)

On remarque que le taux d’urbanisation de la commune de Borj El Kiffan est très élevé. L’étude de la sismicité de la zone a résulté que le nombre de bâtiments dans la commune est de 11 010. Avec une densité des constructions de 2-5 bâtiments par hectare.

L’urbanisation de la zone est débridée par les programmes engagés sous le sceau de l’urgence, sont à l’origine de la déstructuration des espaces dans lesquels ils sont implantés. Alger, après s’être étendue de manière démesurée vers l’Est (région du Sahel et Mitidja) à partir des années 1980-90 (Bab Ezzouar, Bordj El Kiffan, Aïn Taya, Dar El Beida, El Hamiz. . .) réduisant presque à néant le riche espace agricole, «conquis» depuis par la prolifération frénétique des cités, se déverse aujourd’hui en direction de sa périphérie Ouest proche et plus lointaine, au relief plus mouvementé.

I.7.2 La densité de population

D’après les statistiques recueillis par l’office nationale de statistique, la densité de population de la zone est inférieure à 500 hab/km². Donc on conclut que malgré le nombre important de la population, la densité reste raisonnable. Mais la disposition des populations dans les côtes est susceptible de favoriser l’érosion du trait de côte par l’activité humaine.



FIGURE I.11 – Erosion côtière Verte Rive.

Conclusion

La zone d'étude se situe à l'Ouest de Bateau cassé est une zone à vulnérabilité côtière, c'est pour cela que les autorités régionales ont décidé de réaliser un projet de protection de la rive de Borj El Kiffan sur une distance de 1400 m.

La géologie de la région est assez favorable, selon le laboratoire d'étude maritime la zone ne nécessite pas d'essai géotechnique, car c'est une zone à faible pente. La forme de la baie d'Alger a tendance à casser les houles qui viennent du large donc la houle côtière arrive avec une hauteur diminuée, ce qui favorise l'érosion par les courants.

On remarque que la bathymétrie de la région de Verte Rive a une rupture étagée de la pente et les isobathes sont parallèles à la côte. À la lumière de ce constat, afin de protéger la population contre l'évolution et l'érosion du trait de côte, une protection s'impose. Sachant que pour dimensionner un ouvrage de défense, il faut d'abord comprendre les houles, procéder à leur prévision et déterminer la houle de projet, c'est ce qui va être développé dans le chapitre II.

Chapitre II

ETUDE DE PREVISION DES CARACTERISITQUES DE LA HOULE AU LARGE

Introduction

Les effets des houles sont d'une importance capitale dans le domaine du génie côtier. Les houles sont le principal facteur déterminant de la géométrie et la composition des plages. Il influence de manière significative la planification et la conception des ports, des voies navigables, de la protection des rives et des structures côtiers et autres ouvrages côtiers. (CERC, 1984).

L'étude du comportement des houles revient à définir les caractéristiques physiques et dynamiques de cette dernière. Que ça soit les hauteurs, les périodes ou bien même l'énergie, elle forme l'un des paramètres caractérisant la houle. En même temps en relation avec plusieurs facteurs naturels tels que les vents, la profondeur, les marées etc.

Dans ce chapitre nous allons calculer la houle de projet en se basant sur la prévision statistique et spectrale. Afin de faire la conception et le choix approprié des ouvrages. Une brève définition et explication sur les houles s'impose.

II.1 Généralités sur les houles

II.1.1 Définition

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. On appelle houle cette ensemble d'ondulation ou de vagues (BONNEFILLE, 2010).

La houle est caractérisée principalement par sa longueur d'onde L , son amplitude H , sa célérité C et sa période T . il y'a aussi d'autre paramètres représentatifs et nécessaires à la classification tel que la cambrure H/L ou bien la profondeur relative d/L .

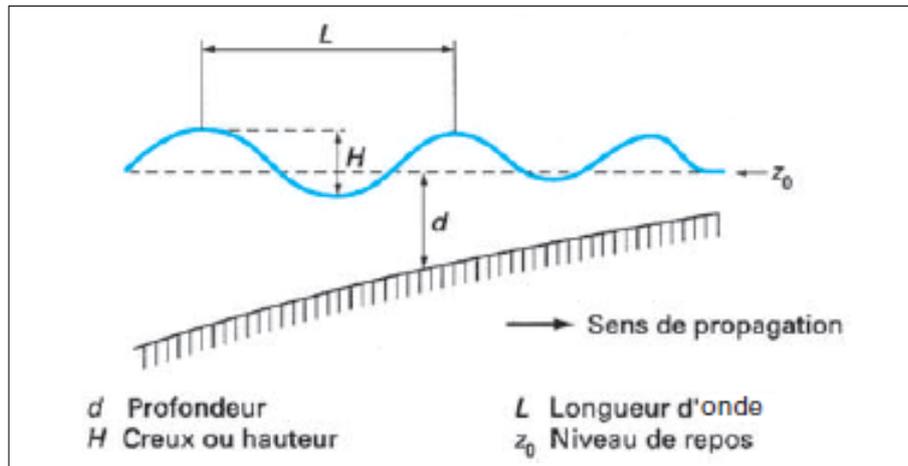


FIGURE II.1 – Propagation de la houle (BONNEFILLE, 2010)

II.1.2 Formation d'une vague et hypothèse de bases pour le calcul théorique

Les vagues ont de nombreux aspects. Parmi les définitions de (GODA, 2010), ils apparaissent alors que le vent commence à souffler, les hauteurs grandissent et deviennent montagneuses au milieu des tempêtes et disparaissent complètement après que le vent ne cesse de souffler. Cette variabilité est un aspect des vagues.

La houle, donc, apparaît grâce aux fluctuations turbulentes du vent en haute mer, qui créent tout d'abord une instabilité à sa surface, puis l'amplifie par des jeux de dépressions/surpressions. « L'apparition de houles sur l'océan est essentiellement générée par la force du vent » (GRARE, 2009)

Les principaux paramètres rentrant en jeu dans la formation de la houle sont :

- La longueur sur laquelle le vent souffle suivant une direction unique et de façon relativement constante (appelée, Fetch).
- L'intensité du vent ;
- Le temps pendant lequel le vent souffle.

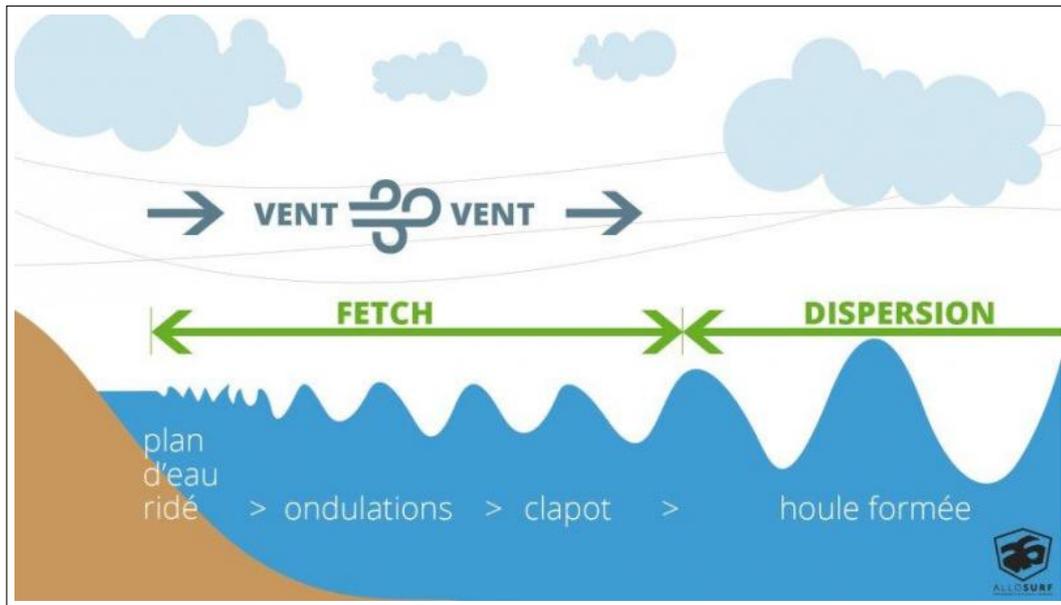


FIGURE II.2 – Zone de fetch : de la première ride à la dispersion de la houle

Les principales hypothèses pour le calcul théorique tel que la célérité (pour des ondes à faibles amplitudes) (MITHOUBI, 2017) doivent supposer que :

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

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{II.1})$$

x, z : sont respectivement les coordonnées horizontale et verticale ;
 ϕ : Potentiel des vitesses.

- Le fond est stationnaire, imperméable et horizontale ;
- La pression à la surface est constante tout le long de l'interface air- eau de mer ;
- 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.

II.2 Analyse statistique des houles extrêmes au large de la côte Algéroise

La prévision des hauteurs caractéristique d'une houle peut parfois être drastique comme calcul, en vue d'absence de données d'une région quelconque. Les enregistrements holographiques sont des valeurs reprenant l'amplitude de plusieurs houles avec leurs périodes. Les principaux paramètres représentatifs des enregistrements sont :

- **Hauteur significative, Période significative** : pour cette représentation, il faut d'abord classer les observations dans l'ordre décroissant et calculé la moyenne du tiers supérieur

des observation, l'annotation est respectivement H_s et T_s ou bien $H_{1/3}$ $T_{1/3}$ (CERC, 1984).

$$H_s = \frac{1}{N_{\frac{1}{3}}} \sum_i^{N_{\frac{1}{3}}} H_i \quad (\text{II.2})$$

- **Hauteur de houle $H_{1/10}$ et Période $T_{1/10}$** : Moyenne du 1/10 supérieure des hauteurs de vagues de l'enregistrement, et moyenne des périodes en prenant le classement décroissant des observations (CERC, 1984).
- D'autre paramètre tel que la hauteur max et la période max H_{max} et T_{max} . Mais aussi la moyenne quadratique de l'échantillon qui représente H_{rms}

Préparation de l'échantillon pour l'analyse des houles extrêmes

La préparation de l'échantillon peut avoir plusieurs approches. À chaque augmentation de la taille de l'échantillon, la précision et l'optimisation sera augmentée pour le dimensionnement des ouvrages. L'approche peut avoir l'aspect suivant :

- Faire plusieurs enregistrements de tempête pendant une année. (Minimum 10 enregistrement)
- Répéter l'opération pendant plusieurs année (minimum 10 ans)
- Dépouillement des enregistrement et le calcul des hauteur caractéristique (H_s , T_s , $H_{1/10}$... etc.)

Donc pour une année on aura plusieurs H_s .

Remarque :

- Cela prouve la complexité de recueillir les données (hauteurs significatives) sur plusieurs années, c'est pour cela que la majorité des données ne dépasse pas les 40 ans.
- On choisit dans une étude dans le domaine maritime la hauteur significative car selon le Shore Protection Manual (CERC, 1984), elle représenterait les caractéristiques de la mer réelle sous forme d'ondes monochromatiques. La représentation d'un champ de vagues par hauteur et période importantes à l'avantage de conserver une grande partie de la perspicacité acquise des études théoriques. Sa valeur a été démontrée dans la solution de nombreux problèmes d'ingénierie. Pour certains problèmes, cette représentation semble adéquate ; pour d'autres, c'est utile, mais pas entièrement satisfaisant.

Une fois les données sont complétées, il est possible de choisir une méthode d'échantillonnage tel que :

- (i) La méthode des maxima annuel :
Le principe c'est de prendre le seuil maximal pour chaque année pendant plusieurs années.
- (ii) La méthode du peak-over thrershold (POT) :
Contrairement à la méthode des maxima annuels, elle consiste à fixer un seuil H et prendre toute la valeur supérieure à ce seuil. Cette méthode est plus avantageée car elle augmente le nombre de l'échantillon N et donnera un résultat plus précis.

II.2.1 Présentation des hauteurs significatives maximales au large de la baie d'Alger

Cette source est formée par des séries chronologiques, de paramètres atmosphériques et océanographiques provenant du modelage numérique avec couverture depuis 1958 jusqu'à 2001, géré avec une cadence horaire (toutes les trois heures) à partir des modèles météorologiques affinés sur une base des études de pressions et de vents. D'après ces informations, on peut obtenir des résultats suivants :

- L'historique et données sur la houle ;
- Vitesses et directions des vents dominants ;
- L'historique du niveau de mer.

Pour la façade littorale de l'Algérie, il y a de nombreux points disponibles, en choisissant le point 2073015 localisé au nord d'Alger. Les données sont représentées dans le Tableau B.1 de l'annexe B.

Remarque :

La série des hauteurs significatives maximal annuel de 1958 jusqu'à 2001 présente des valeurs de H_s manquantes (1977-1978-1979-1985-1986-1987-1988-1989-1990).

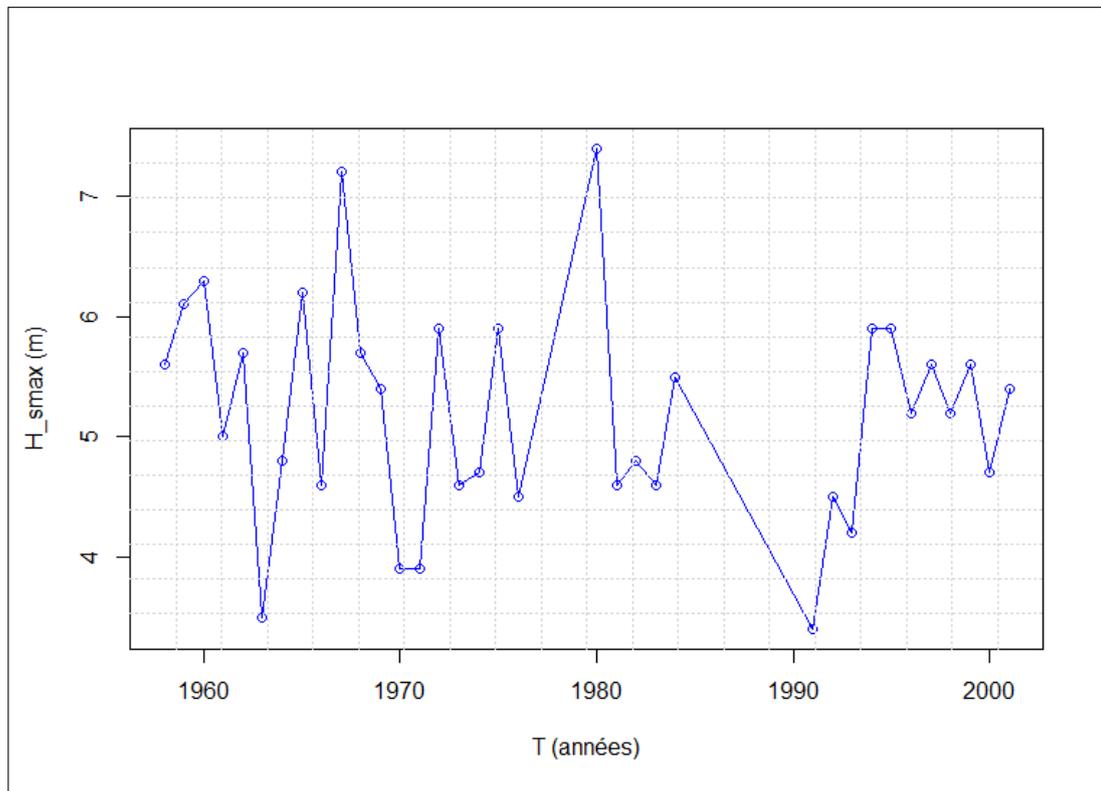


FIGURE II.3 – Hauteurs significatives maximales annuels de 1958 jusqu'à 2001

II.2.2 La Méthode série des maxima annuels (SMA)

Aussi appelée blocks maxima, cette méthode consiste à prendre pour chaque année le maximum annuel. Dans notre cas la taille de l'échantillon $N=35$. Nous allons utiliser trois fonctions de distribution qui reviennent souvent dans la théorie des valeurs extrêmes : loi de GEV , Gumbel et Log-Normal .

II.2.2.1 La loi des valeurs extrêmes généralisées (GEV)

$$F(x) = \exp\left[\left(1 - k \frac{x - x_0}{\alpha}\right)^{\frac{1}{k}}\right] \quad ; \alpha + k(x - x_0) > 0 \quad (\text{II.3})$$

Cette loi suit l'échantillon maxima annuels (COLES et al., 2001); cette loi a 3 paramètres :

- x_0 : le paramètre de position (location en anglais);
- α : le paramètre d'échelle (scale en anglais);
- k : le paramètre de forme (shape en anglais).

Après traitement des données sur langage R , les résultats sont sur le Tableau II.2 et la Figure II.4. Le test de qualité de l'ajustement est vérifié à travers le test d'adéquation de Anderson-darling. Le test est mis en œuvre à l'aide du package nsRFA (VIGLIONE et al., 2020) sous le logiciel de programmation R. La fonction utilisée est :

```
AD <- A2_GOF1aio(x, dist='GEV')
```

Le code a retourné une valeur statistique AD de 0.358 et une p-value de 0.668.

Puisque la distance AD est inférieure à la valeur critique soit 0.757 pour un seuil de signification de 95 %, donc la loi GEV est adéquate. Les valeurs des paramètres sont résumées :

Tableau II.1 – Valeurs des paramètres de la loi GEV

x_0	4.861
α	0.90
k	0.247

Le résultat définitif sur la fonction de distribution GEV sont sur le tableau suivant :

Tableau II.2 – Valeurs des quantiles pour plusieurs période de retour

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence au non-dépassement	Quantile H_{smax} (m)	Intervalle de confiance
1000	0.999	8	7.37 - 12.14
100	0.99	7.40	6.98 - 9.54
50	0.98	7.15	6.78 - 8.82
20	0.95	6.77	6.43 - 7.88
10	0.9	6.41	6.09 - 7.19
5	0.8	5.98	5.65 - 6.52

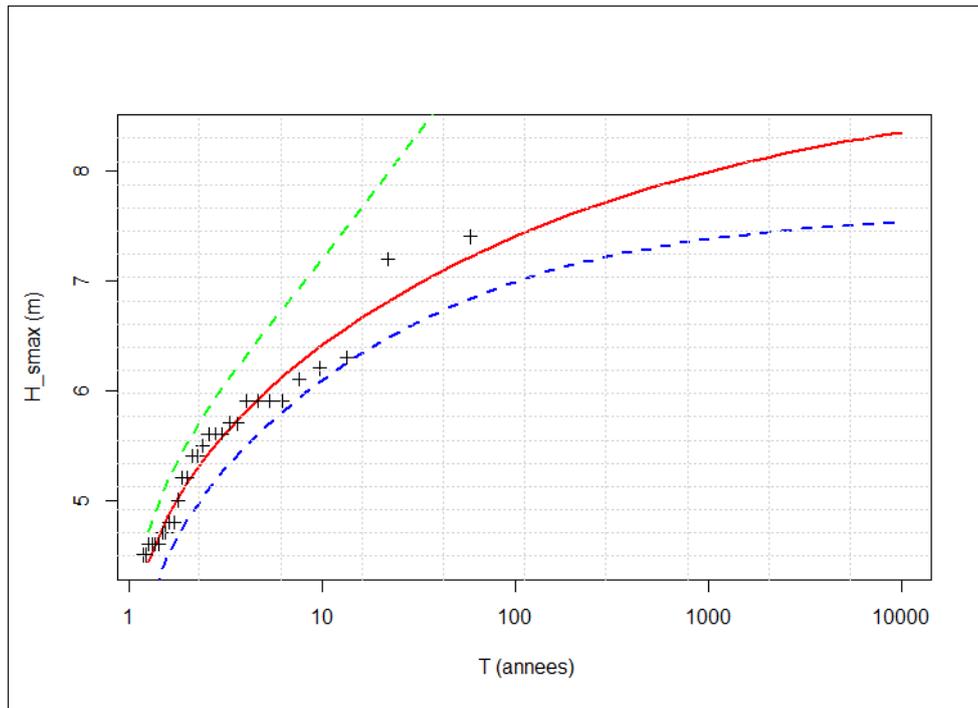


FIGURE II.4 – Représentation graphique de la loi GEV (Vert :borne sup de l’intervale de confiance; Bleu :borne inf de l’intervale de confiance)

II.2.2.2. La loi de distribution Log Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(t)dt : 0 < x < \infty \tag{II.4}$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\alpha x} \exp \left[-\frac{(\ln x - x_0)^2}{2\alpha^2} \right] \tag{II.5}$$

- x_0 et α sont respectivement les paramètres (localisation et l’échelle) de la loi Lognormal.
- Le test de qualité de l’ajustement est vérifié à travers le test d’adéquation de Anderson-darling, par le même code que dans la loi GEV.
AD=0.408 et P-value=0.653

Donc la distribution est adéquate.

Tableau II.3 – Valeurs des paramètres de la loi Lognormal

x_0	1.633
α	0.180

Tableau II.4 – Valeur des quantiles pour plusieurs période de retour Log normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence au non-dépassement	Quantile H_{smax} (m)	Intervalle de confiance
1000	0.999	8.86	7.96 - 10.85
100	0.99	7.73	7.09 - 9.08
50	0.98	7.37	6.8 - 8.52
20	0.95	6.85	6.38- 7.76
10	0.9	6.42	6.02 - 7.15
5	0.8	5.94	5.6 - 6.49

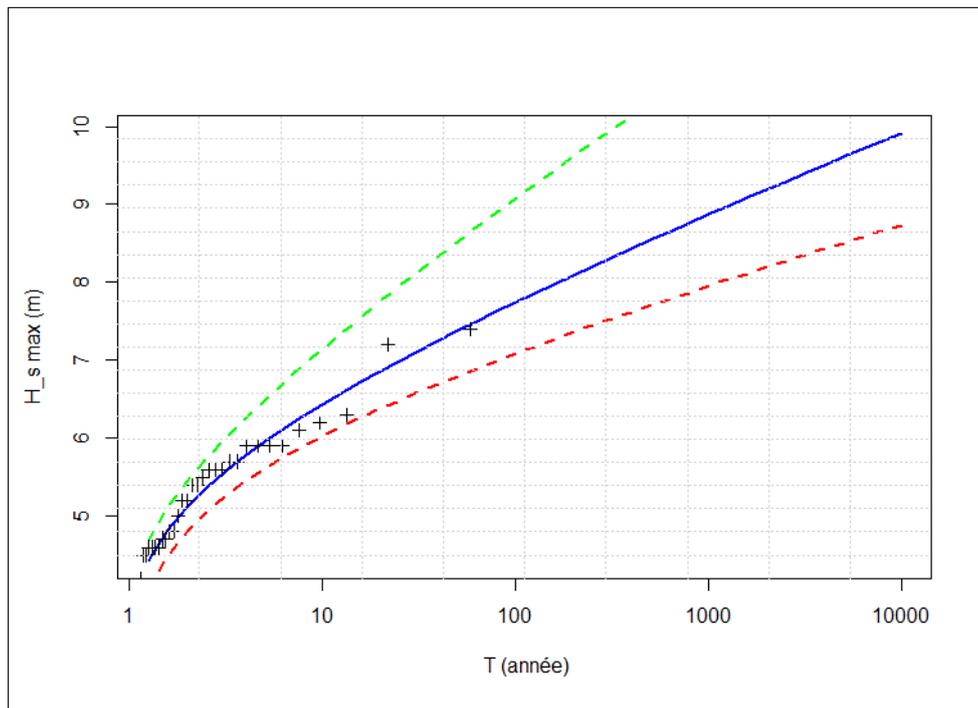


FIGURE II.5 – Représentation graphique de la loi Log Normal

II.2.2.3 La loi de distribution Gumbel

Aussi appelé Fisher Tippett type I (FT I), elle possède deux paramètres (GUMBEL, 1953).

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x - x_0}{\alpha} \right) \right] : -\infty < \mathbf{x} < +\infty \quad (\text{II.6})$$

tel que :

- x_0, α sont respectivement la location et l'échelle de la loi.
- Test de qualité de l'ajustement est vérifié à travers le test d'adéquation de Anderson-darling, par le même code que dans la loi GEV.
AD=0.615 et p-value= 0.888
La distribution est donc adéquate.

Tableau II.5 – Valeurs des paramètres de la loi Gumbel

x_0	4.766
α	0.750

Tableau II.6 – Valeur des quantiles pour plusieurs période de retour Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence au non-dépassement	Quantile H_{smax} (m)	Intervalle de confiance
1000	0.999	10.6	9.42 - 12.72
100	0.99	8.65	7.81 - 10.11
50	0.98	8.06	7.33 - 9.33
20	0.95	7.26	6.66- 8.28
10	0.9	6.66	6.16 - 7.47
5	0.8	6.03	5.6 - 6.65

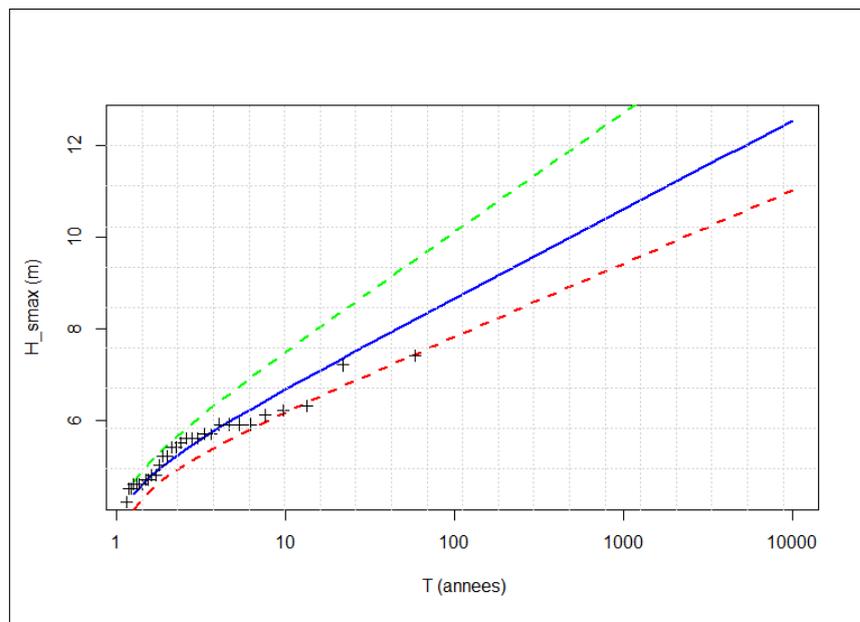


FIGURE II.6 – Représentation graphique de la loi Log Normal

II.2.2.4. Choix de la meilleure distribution

Étant donné que les trois distributions sont adéquates, le paramètre qui peut juger sur la méthode à choisir, c’est le paramètre d’étalement qui estime le degré d’efficacité de la densité de probabilité de la fonction.

Le paramètre d’étalement est défini par (GODA, 2004) comme le ratio entre la hauteur de période de retour de 50 ans sur celle de 10 ans, ce ratio est applicable que sur les houles. Sont présentés les résultats sur les différentes lois.

$$\gamma_{50} = \frac{H_{50}}{H_{10}} = 1 + \frac{y_{50} - y_{10}}{y_{10} + x_0/\alpha} \tag{II.7}$$

Tel que y_{50}, y_{10} sont les variables réduites correspondantes aux périodes de retour de 50 ans et 10 ans.

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (\text{II.8})$$

Tableau II.7 – Résultat du paramètre d'étalement pour chaque loi

Loi	γ_{50}
GEV	1.117
LogNormal	1.147
Gumbel	1.21

(GENCARELLI et al., 2006) ont conclu que sur la mer méditerranée le paramètre d'étalement varie de 1.1 à 1.27.

Ici nous allons prendre la distribution de Gumbel, car vue que le nombre d'observations $N=35$ les autres distributions tendent à avoir un intervalle de confiance qui est assez grand.

II.3 Analyse statistique des houles extrêmes par direction

L'analyse précédente a inclus les hauteurs significatives enregistrées suivant toutes les directions. Nous allons maintenant traiter d'autres données du SIMAR pour estimer la hauteur significative suivant plusieurs directions. Ici on va utiliser la méthode de série de durées partielles ou peak over threshold.

II.3.1 Présentation des données

Les données sont collectées dans le site (*puertos.es, p. d.*) géré par le ministère espagnol du développement urbain et du transport. Ce sont des résultats suivant une modélisation numérique des vents suivant une couverture de 1958 jusqu'au 2019. Il existe plusieurs points sur le territoire algérien, nous avons choisi le point 2120084 localisé à $37^{\circ}00'00''$ et $3^{\circ}00'00''$ (Figure B.2), se situant au large des côtes algéroises.

Dans la Figure B.1 de l'annexe B est représentée la plateforme du site et la représentation du point SIMAR qu'on a choisi.

II.3.2 Distribution des hauteurs et périodes significatives suivant les directions

Les données recueillies sont des hauteurs significatives et des périodes significatives calculées chaque mois, avec la direction de la houle suivant la rose des vents (Figure II.7).

Le site de puertos del estado peut faire un traitement fréquentiel des données ; calculant le pourcentage des fréquences d'apparition suivant les hauteurs significatives et les périodes significative. Est représenté dans la (Figure II.8) l'histogramme de fréquences suivant les hauteurs et les périodes significative. On peut voir aussi dans l'annexe B, le Tableau B.2 des fréquences suivant les directions et la représentation des données suivant les années de 1958-2019 (Figure B.3 et B.4).

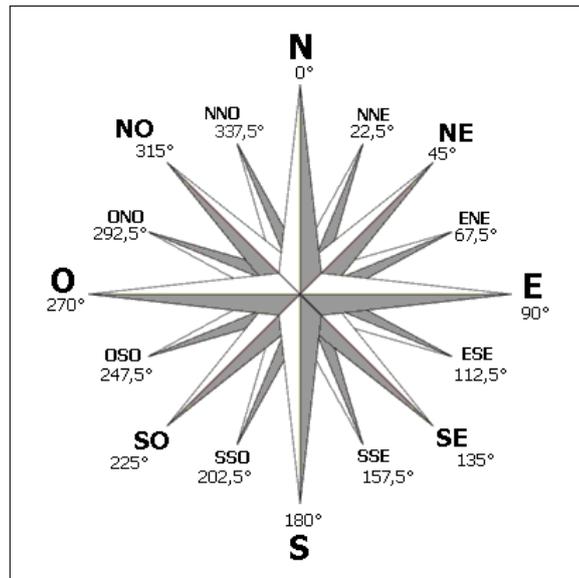


FIGURE II.7 – Rose des vents

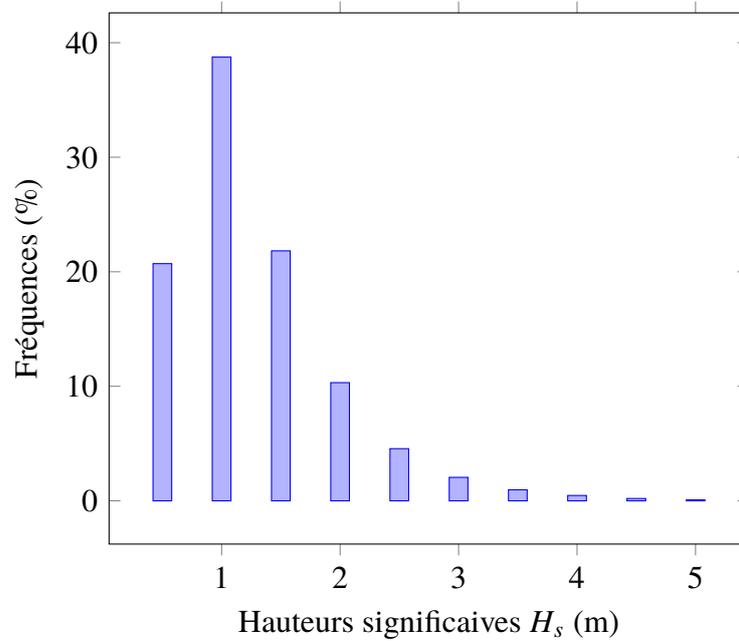


FIGURE II.8 – Histogramme de distribution des fréquences suivant les hauteurs significatives

II.3.3 Préparation des échantillons

Maintenant que nous avons les données. Nous pouvons les classer suivant les directions. La rose des houles présente dans la Figure B.2 montre que les directions les plus fréquentes où la houle se crée, ce sont les directions Ouest, Nord Nord Est, Nord-Est et Est-Nord-Est. Après classement des données nous avons trouvé la taille des échantillons suivant les directions de 1985-2019 soit 62 ans.

- Direction Ouest : N = 297 valeurs observation sur 61 ans ;
- Direction ENE : N = 171 valeurs observations sur 61 ans ;
- Direction NNE : N = 92 valeurs observation sur 48 ans ;
- Direction NE : N = 88 valeurs observation sur 49 ans.

On peut maintenant ajuster les données suivant la méthode du POT peak over threshold.

II.3.4 La Méthode de Série des Durées Partielles ou POT

a- Choix du seuil

Le choix du seuil haut de censure des données demeure assez libre. Il existe un critère de choix par rapport au Bayesian Information Criterion. Mais ici nous allons choisir le seuil par rapport au nombre de dépassements. $\lambda = (N/T)$ ou N, c'est le nombre d'échantillon et T, ce sont les années d'observations.

Il faut garantir l'indépendance physique de l'échantillon, c'est-à-dire que, les valeurs sont espacées d'au moins un jour entre chaque valeur. Ceci est vérifiable, car les valeurs des hauteurs significatives sont des valeurs maximales pour chaque mois de l'année (WILLEMS, 2000; MEYLAN et al., 2008).

Ici on projette de fixer plusieurs seuils pour chaque direction et on choisira le seuil optimal selon le teste d'adéquation d'Anderson Darling et le test d'autocorrélation (indépendance) de Spearman.

b- La loi GPD (Generalized Pareto distribution)

Soit H_s une variable aléatoire réelle (hauteurs significatives) de fonction de répartition F, \bar{H} le seuil fixé et $Y = H_s - \bar{H}$. Sous condition que $H_s > \bar{H}$ (Y représentant ici la variable aléatoire de dépassement du seuil \bar{H}). (PICKANDS III et al., 1975) ont démontré que lorsque \bar{H} approche le point terminal de l'échantillon (valeur finie ou infinie dont la probabilité de dépassement est nulle). la loi des dépassement de (y) peut être approcher par la distribution généralisée de Pareto (GPD) (HAMM et al., 2010) donnée par (II.9) :

$$F(y) = 1 - \left(1 + k \frac{y}{\alpha}\right)^{-\frac{1}{k}} : 0 < y < \infty \quad (\text{II.9})$$

k et α représente les paramètre de forme et d'échelle de l'échantillon.

c- Période de retour

La définition de la période de retour en série des durées partiels, ne correspond pas à celle de la série des maximas annuel. La formulation de la période de retour T correspondant

à cette définition quand une série de durée partielle est utilisée, est connue sous le nom de Langebin-Takeuchi et elle est donnée par (WILLEMS, 2000 et MEYLAN et al., 2008) :

$$T = \frac{1}{1 - \exp \left[-\frac{(1-F_Y(y))}{\lambda} \right]} \quad (\text{II.10})$$

λ étant le nombre moyen de dépassements (au-delà du seuil \bar{H}) annuels, cette définition de la période de retour correspond à la méthode d'échantillonnage des séries de durée partielle.

La différence entre les périodes de retour données par chaque la relation des SMA et les SDP est très minime et peut être considérée comme négligeable pour des périodes de retour supérieures à 10 ans (WILLEMS, 2000). Pour le cas particulier où $\lambda=1$, c'est-à-dire le nombre de valeurs considérées au-delà du seuil correspond au nombre d'années d'observation, (KOUTSOYIANNIS et al., 1998) donnent l'approximation suivante $T = T' + 0,5$, où T'est la période de retour sur des séries de durée partielle (SDP).

Après modification de la période de retour la relation du quantile devient :

$$a(T) = \bar{H} + \frac{\alpha}{k} \left(1 - T^{-k} \right) \quad (\text{II.11})$$

d-Résultat

Après traitement des données sur R avec le package nsRFA (VIGLIONE et al., 2020). On a déterminé les paramètres de la loi GPD pour chaque seuil et nombre de dépassement. Les résultats calculés des différentes période de retour T' est expliqué dans l'annexe B .

Le Tableau II.8 reprend les distances d'Anderson Darling pour chaque échantillon classé (décroissant) et leur seuils appropriés.

Tableau II.8 – Valeurs des distances d'Anderson Darling pour chaque seuil et nombre de dépassement

Directions	NNE (22,5 °)		NE (45 °)			ENE (67,5 °)			O (270 °)	
	Nombre de dépassements $\lambda = (N / T)$	1,79	1,2	1	2,8	2	1	3	2	1
Valeur du seuil \bar{H} (m)	1,66	2,19	2,33	1,49	2,17	2,61	2,92	3,69	4,17	
Distance AD	0,608	0,624	0,30	0,53	0,38	0,29	0,55	0,28	0,34	

Après calcul des différents quantiles pour plusieurs périodes de retour en utilisant l'équation (II.10) et (II.11). Les Figures (B.5 : B.14) représente l'ajustement et le Tableau II.9 résume les résultats.

Tableau II.9 – Hauteurs significatives extrêmes en fonction des périodes de retour et le nombre de dépassements pour chaque direction

Directions	NNE (22,5 °)	NE (45 °)		ENE (67,5 °)			O (270 °)		
		1.2	1	2.8	2	1	3	2	1
Nombre de Dépassement $\lambda = (N / T)$	1,79								
2 ans	3,98 m	3,01 m	3,07 m	3,29 m	3,31 m	3,32 m	5,11 m	5,01 m	5,09 m
5 ans	4,92 m	3,72 m	3,75 m	3,84 m	3,81 m	3,79 m	5,87 m	5,85 m	5,81 m
10 ans	5,50 m	4,38 m	4,38 m	4,17 m	4,14 m	4,11 m	6,46 m	6,44 m	6,38 m
20 ans	5,97 m	5,14 m	5,10 m	4,44 m	4,44 m	4,39 m	7,05 m	7,00 m	6,95 m
50 ans	6,45 m	6,31 m	6,18 m	4,72 m	4,77 m	4,71 m	7,82 m	7,68 m	7,67 m
100 ans	6,73 m	7,33 m	7,09 m	4,88 m	4,98 m	4,90 m	8,38 m	8,15 m	8,20 m

II.4 Choix de la période de retour

La période de retour est estimée par rapport au risque sur les pertes de vies potentielles dans la zone protégée et la capacité d'investissement du projet.

Le TECHNICAL GUIDELINES ON SEA DIKE DESIGN (HOAI, 2011) a classé les périodes de retour en fonction du type de région, présente dans le Tableau B.3 .

La commune de Borj El Kiffan possède une population dépassant les 100 000 habitants et que les bâtiments et les espaces d'agriculture sont présent à une distance de 1 km de la côte. il a été conclu que le choix logique de la période de retour est de **100 ans**. Donc **T=100 ans**.

- En suivant ce résonnement H_{smax} qui correspond à la période de retour de 100 ans est égale à 8.65 m (pour la methode SMA)

$$H_s = 8.65m$$

- Pour la méthode POT , les différents H_s prises en compte sont celles du Tableau II.9 pour la période centennale .

II.4.1 La période significative

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la période significative attribuée à H_s . (CALLAGHAN et al., 2008) ont donné une relation qui relie la hauteur significative à sa période en négligeant la vitesse des vents exprimer dans la formule de Wilson.

$$T_s = 3.3H_s^{0.63} \quad (\text{II.12})$$

- Pour la valeur de H_s trouvée par la méthode SMA :

Application numerique :

$$T_s = 3.3 \times 8.65^{0.63} = 12.84$$

$$\mathbf{T_s = 12.84s}$$

- Pour les valeurs trouvées dans la méthode POT, le Tableau II.10 résume les périodes T_s trouvées :

Tableau II.10 – Les périodes significatives de la houle suivant plusieurs directions

Directions	NNE (22,5 °)	NE (45 °)		ENE (67,5 °)			O (270 °)		
Nombre de dépassement $\lambda = (N / T)$	1,79	1.2	1	2.8	2	1	3	2	1
Hs (100 ans) en (m)	6,73	7.33	7.09	4,88	4,98	4.9	8.38	8.15	8.2
Ts (s)	10,97	11,57	11,34	8,96	9.07	8,98	12,6	12,38	12,42

II.4.2 Comparaisons avec le résultat du SSMO

En se référant sur les résultats du SSMO (Tableau I.5) la houle extrême au large est plus ou moins inférieure à celle trouvée . La période de retour est aussi en relation avec la durée de vie de l'ouvrage. (BORGMAN, 1963) à énoncer un concept de probabilité pour la sélection de la période de retour. Sois la période de retour T et la durée de vie de l'ouvrage L. la probabilité de rencontre (probabilité du dommage) que la structure subisse des tempêtes supérieures à la condition de conception pendant L-année est obtenue comme suit :

$$P_L = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^L \quad (\text{II.13})$$

Et si $T > 10$ ans, on peut rapprocher la relation (II.13) . Par :

$$P_L = 1 - \exp\left(-\frac{L}{T}\right) \quad (\text{II.14})$$

Dans le TECHNICAL GUIDELINES ON SEA DIKES DESIGN (HOAI, 2011) le choix de la durée de vie de l'ouvrage est suivant la classe de l'ouvrage. Puisque nous avons choisi une période de retour $T=100$ ans et la hauteur d'inondation est entre 1 et 2 m (voir tableau de l'annexe B). Comme le montre le tableau des classifications, la classe de l'ouvrage est de III. Et la durée de vie est classé selon la classe de l'ouvrage on choisit donc une durée de 50 ans.

Tableau II.11 – durée de vie de l'ouvrage selon sa classe (HOAI, 2011)

Classe de l'ouvrage	Durée de vie de l'ouvrage (années)
I-II	100
III-IV	50
V	30

Application numérique : Sur l'équation II.14, $L=50$, $T=100$

$$P_L = 1 - e^{-\left(\frac{50}{100}\right)} = 0.393$$

Donc la probabilité du dommage pendant la durée de 50 ans est égale à 39.3 % ce qui semble satisfaisant du point de vue technique.

II.5 Analyse spectrale de la houle au large des côtes algéroise

Une surface de la mer d'aspect aléatoire peut être considérée comme la somme de nombreux trains de vagues simples. Une manière de formaliser cette notion est d'introduire le spectre des vagues. Un enregistrement de vagues peut être décomposé au moyen d'une analyse harmonique (ou d'une analyse de Fourier) en un grand nombre de vagues sinusoïdales de fréquences, de directions, d'amplitudes et de vitesses différentes. Chaque fréquence et chaque direction indiquent un élément de vagues et à chaque éléments sont associées à une amplitude et une vitesse. (WMO, 2000)

II.5.1 Le spectre de JONSWAP

Développé par (HASSELMANN et al., 1973), JOint North Sea Wave Project est un projet crée par plusieurs laboratoire européen en analysant un grand nombre de mesures de houle effectué en mer du Nord .

Le spectre de JONSWAP est une modification du spectre Pierson-Moskovitz , développant les paramètre α et f_p en fonction de la vitesse du vent dominant et la longueur du fetch. Et l'injection d'un facteur de pic γ . Le spectre devient la relation suivante :

$$S(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4 f^5} \exp \left[-1.25 \left(\frac{f_p}{f} \right)^4 \right] \times \gamma^a \quad (\text{II.15})$$

- f : La fréquence de la houle en Hertz ou s^{-1} ;
- f_p : fréquence de pic qui correspond a $1/T_p$ (période de pic) ;
- g : accélération de la gravité en (m/s^2) ;
- α : coefficient adimensionnel en fonction de U_{10} et le Fetch ;
- γ : paramètre de pic ;
- F : est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle, en mètre ;
- U_{10} : défini comme étant la vitesse dominante du vent, elle doit être mesurée sur une hauteur de 10 m par rapport au plan d'eau, sinon un ajustement de la valeur est envisageable (m/s) ;

$$\alpha = 0.076 \left(\frac{gF}{U_{10}} \right)^{-0.22} \quad (\text{II.16})$$

$$f_p = \frac{3.5g}{U_{10}} \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{-0.33} \quad (\text{II.17})$$

$$\gamma = 7 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{-0.143} \quad : 1 < \gamma < 7 \quad (\text{II.18})$$

$$a = \exp \left[-\frac{f - f_p}{2\sigma^2 f_p^2} \right] \quad (\text{II.19})$$

- σ : paramètre de forme tel que :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.07 \text{ quand } f < f_p \\ \sigma &= 0.09 \text{ quand } f > f_p \end{aligned}$$

Le spectre de JONSWAP est l'un des spectres usuels que le génie côtier utilise fréquemment. (RAHMANI, 1990) a prouvé que le spectre réel de la mer méditerranéen est beaucoup plus de type JONSWAP que de Pierson-Moskovitz donc les spectres méditerranéens qui est une mer presque fermée, ressemble à la mer du nord . Ainsi le spectre de JONSWAP est exprimé avec trois données d'entrée :

- La fréquence de la houle correspondant à $1/T$.
- La vitesse des vents U_{10}
- Le fetch.

Selon le guide d'énrochement (CETMEF, 2009b), une sélection adéquate de la fréquence d'échantillonnage et de la longueur des enregistrements qui déterminent la précision de l'analyse : on recommande 2 à 4 Hz, avec une durée minimale de 20 min, de préférence 30 à 60 min.

Une sélection appropriée des limites f_{min} et f_{max} pour le calcul des moments spectraux. Il est recommandé de choisir f_{min} inférieure ou égale à la moitié de la fréquence maximale ($0.5 f_p$) ou à 0.033 Hz lorsque l'on s'attend à une large bande de fréquences maximales, afin de séparer les composants de longues périodes des ondes courtes. f_{max} doit être inférieure à la fréquence de Nyquist (égale à la moitié de la fréquence d'échantillonnage) mais supérieure à $5 f_p$ ou 1 à 2 Hz, afin de pouvoir identifier la queue du spectre dans les hautes fréquences.(CETMEF, 2009b)

Les paramètres caractéristiques après analyse spectrale :

L'analyse spectrale a pour but la prévision, donc la détermination de H_s mais pour cela, il faut d'abord calculer la variance ou bien le moment d'ordre 0 . tel que :

$$m_0 = \int_{f_{min}}^{f_{max}} S(f)df \quad (II.20)$$

Donc m_0 représente l'aire sous la courbe de $S(f)$. Cette relation est tirée est simplifié par la relation du moment générale d'ordre n :

$$m_n = \int_{f_{min}}^{f_{max}} S(f)f^n df \quad (II.21)$$

La hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre devient :

$$H_{m_0} = 4\sqrt{m_0} \quad (II.22)$$

On peut tirer aussi la période moyenne du spectre :

$$T_{m_0} = T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad (II.23)$$

Et aussi, l'indice de largeur du spectre :

$$\varepsilon^2 = 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \quad (II.24)$$

II.5.2 Présentation des données de départ

II.5.2.1 La vitesse des vents

Pour la caractérisation du vent dans la Baie d'Alger, les données du point 2120084 du réseau SIMAR 44 de l'Organe Public Ports de l'État du Ministère de l'Équipement en Espagne. Ce point se trouve dans les coordonnées longitudes 2.00° E et latitude 37.00° ayant une période d'enregistrement de 1958 à 2019 des données de vitesse moyenne prises avec une cadence de 3h.

D'après la rose des vents (Figure II.9), les directions les plus fréquentes sont (Ouest, Nord-Est, Est Nord Est) la direction Nord-Ouest peut avoir des pics de vitesses importantes et les directions Ouest et Sud-Ouest sont exclus du calcul.

Après recueil des données du SIMAR 44 nous avons pu regrouper les vitesses des vents selon direction. Ici on a pris la valeur maximale mensuel pour chaque direction. Voir les Figures (B.15 : B.18) pour les valeurs maximales annuels. On va ajuster les valeurs par la loi de Gumbel car selon (FALLOT et al., 2008) c'est la plus utilisée en météorologie.

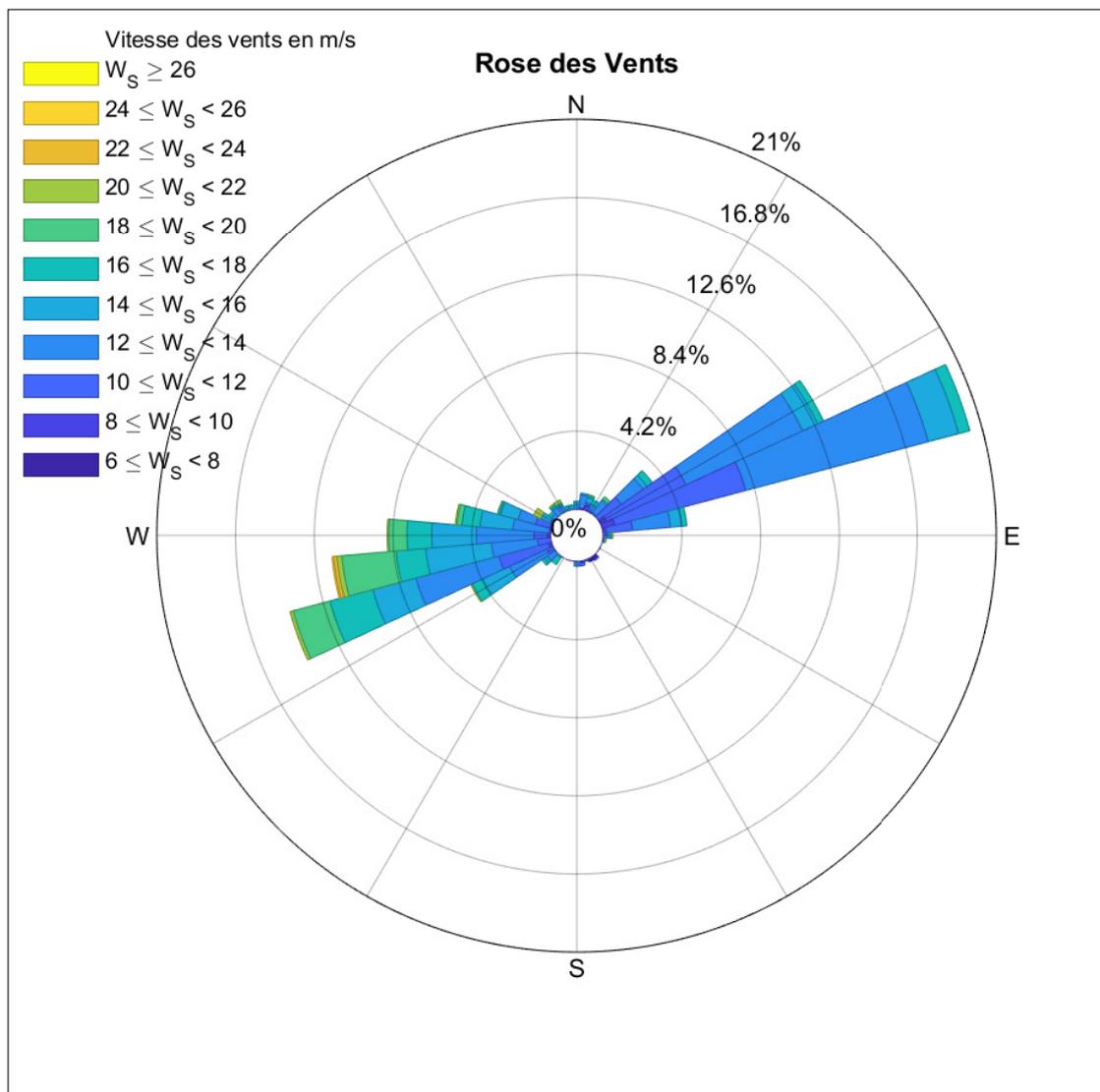


FIGURE II.9 – Rose des vents (Données points SIMAR : 2120084) de (1958-2019)

a- Ajustement des vents suivant la loi de Gumbel

Les directions prises en compte sont :

- Ouest : avec 60 observations sur 60 années ;
- Nord-Est : avec 50 observations sur 50 années ;
- Est Nord Est : avec 62 observations sur 62 années ;
- Nord-Ouest : avec 31 observations sur 31 années.

Les valeurs prises en compte sont les maximaux annuels car on va utiliser la méthode d'ajustement SMA.

L'ajustement est suivant la loi de Gumbel (équation II.6). Sont repris les résultats de l'ajustement sur le Tableau II.12 et les représentations des lois sur les Figure (B-19 : 21).

Tableau II.12 – Valeurs des vitesses des vents extrêmes sur le point SIMAR 2120084 en (m/s)

Direction	O (270 °)	NON (315 °)	ENE (67,5 °)	NE (45 °)
2 ans	16.56	15.68	13.83	12.70
5 ans	18.83	17.50	15.25	14.82
10 ans	19.98	19.14	16.19	16.21
50 ans	21.83	22.77	18.25	19.28
100 ans	22.39	24.30	19.12	20.57

Ces résultats viennent confirmer la conclusion sur les vents dans le chapitre I et la rose des vents (Figure B.14), soit les vents les plus fort sont de direction O et NO.

Le choix de la période de retour selon (BENISTON et al., 2007) et souvent de 50 ans.

Remarque :

La direction Ouest est ajustée par la loi GEV (Equation II.3) car la distance d'Anderson-Darling est inférieure à la valeur critique (0.757) par rapport à celle de Gumbel .

II.5.2.2 Le Fetch

Le fetch est suivant les directions des vents ; étant donné que les vents dominants sont ENE et NE, NO et O il est logique de choisir un fetch suivant ces mêmes directions. Sont montré les valeurs des fetch suivant les directions (Figure B.23)

Tableau II.13 – Valeurs du fetch pour chaque direction

Direction	Fetch (Km)
O (270 °)	734
NON (315 °)	382
ENE (67,5 °)	536
NE (45 °)	609

Simulation du spectre JONSWAP sur Matlab

Une fonction de JONSWAP peut être créer sur le logiciel Matlab. Elle nécessite comme « input », le fetch, la vitesse du vent et la fréquence. Et comme « output » : le spectre d'énergie

(m^2/s) la hauteur significative H_s et la période significative T_s . Le script de la fonction est sur l'annexe B.

On peut appeler la fonction dans un fichier script comme ceci :

```
[S, Hs, Ts] = jonswapFU(fr, U_10, F) ;
```

On a défini les inputs :

- Valeur des fetch dans le Tableau II.13 ;
- Vitesse de période de retour $T=50$ ans ;
- Fréquences : (forme de vecteur avec un pas de 0.001) tel que $f_{min}=0$ et f_{max} ;
- 0.5. Nous remarquons au-delà de 0.5 la fonction $S(f)$ tends vers 0.

Les résultats sont résumés sur le tableau et la figure suivante; les autres représentations de JONSWAP sont sur l'annexe B .

Tableau II.14 – Résultats du programme JONSWAPFU sur Matlab

Direction	O (270 °)	NO (315 °)	ENE (67,5 °)	NE (45 °)
Paramètre de pic γ	1,767	1 871	1757	1752
Fréquence de pic f_p (Hertz)	0,066	0,072	0,077	0,072
Moment m_0	7.35	5.73	3,76	4,77
Hauteur significative H_s (m)	10,84	9,58	7.75	8.74
Période significative T_s (s)	13,81	13.02	11.05	12,66
Période de pic T_p (s)	14,31	13,92	12,91	11.18
Période moyenne T_m (s)	12,25	11.26	10,4	11
Indice de largeur du spectre ϵ^2	0,59	0,574	0,552	0,57

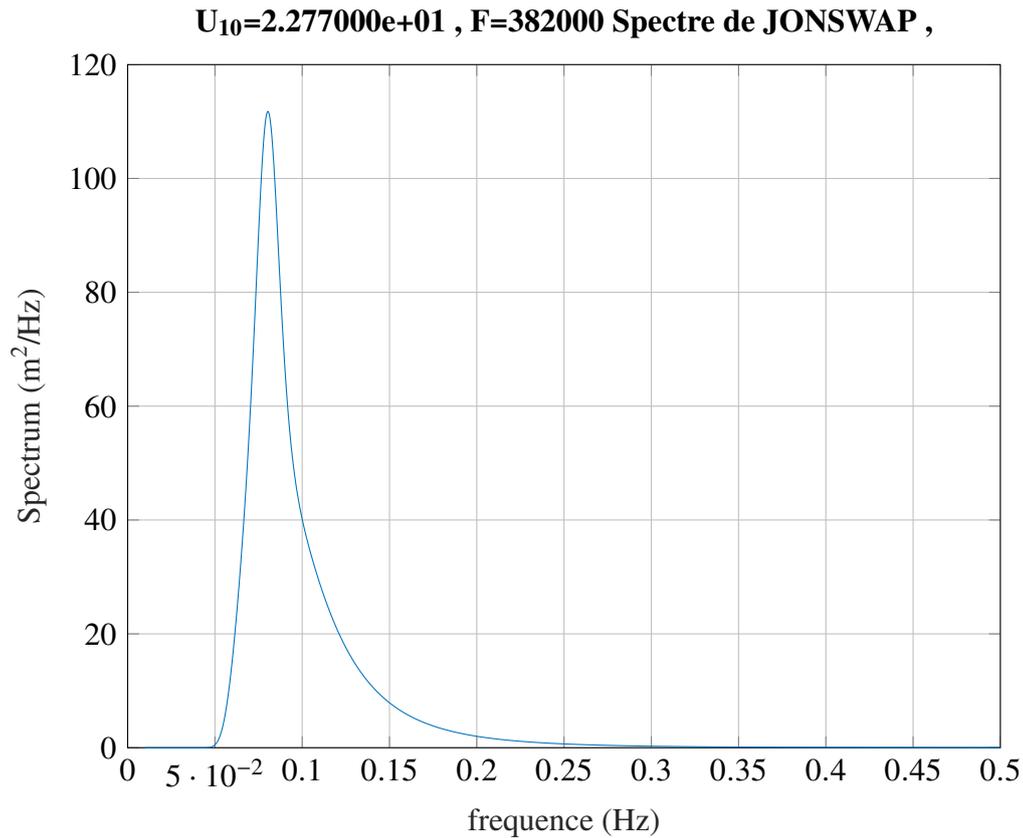


FIGURE II.10 – Représentation du spectre JONSWAP pour la direction NO (315°)

II.6 Prévision par méthodes semi-empiriques

Dans cette partie, nous allons voir les quelques méthodes semi empiriques pour la prévision de H_s et T_s avec les même fetchs et vitesse du vent traité dans la section 5 de ce chapitre.

II.6.1 Formules de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB) telles qu'elles ont été présentées dans le (CERC, 1984)

Ces formules ont été proposées, à l'origine, par Sverdrup et Munk (1947), puis elles ont été réexaminées par (BRETSCHNEIDER, 1970). Elles apparaissent dans la troisième édition du Shore Protection Manual (SPM). Elles permettent une estimation de la hauteur significative de la houle, H_s (m) ,et de la période significative de la houle, T_s (s). L'information nécessaire est la vitesse à 10 m au-dessus du niveau moyen de la mer, U_{10} (m/s), d'un vent qui souffle au-dessus d'un fetch de longueur, F (m), pour une mer complètement formée, c'est-à-dire si la durée de l'action du vent est supérieure à t_{min} (heures).

$$\frac{gH_s}{U_{10}^2} = 0.283 \tanh \left(0.0125 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0.42} \right) \quad (\text{II.25})$$

$$\frac{gT_s}{U_{10}} = 7.54 \tanh \left(0.077 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0.25} \right) \quad (\text{II.26})$$

$$\frac{gt_{\min}}{U_{10}} = 0.00183 \exp[\sqrt{(0.0161x^2 - 0.3692x + 2.2024)}] + 0.8798x : \text{ tel que} \quad (\text{II.27})$$

$$x = \ln\left(\frac{gF}{U_{10}^2}\right)$$

II.6.2 Formules de Wilson (1965), revues par (GODA, 2003) :

Wilson (1965) a proposé une autre série de formules pour estimer la hauteur significative de la houle, H_s , la période significative de la houle, T_s et la durée minimale, t_{\min} (heures), avec la même notation et convention pour les unités que ci-dessus.

$$\frac{gH_s}{U_{10}^2} = 0.3 \left(1 - \left(1 + 0.004 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{1/2} \right)^{-2} \right) \quad (\text{II.28})$$

$$\frac{gT_s}{U_{10}^2} = 8.61 \left(1 - \left(1 + 0.008 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{1/3} \right)^{-5} \right) \quad (\text{II.29})$$

$$\frac{U_{10}t_{\min}}{F} = 0.01194 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{-0.27} \quad (\text{II.30})$$

Sont présenté les résultats trouvés pour les différentes directions :

Tableau II.15 – Résultats des formule semi empiriques

Directions	Formule de Sverdrup-Munk-Bretschneider			Formule de Wilson modifiée par goda		
	Hs (m)	Ts (s)	t min (h)	Hs (m)	Ts (s)	t min (h)
O (F = 734 km)	8.4	11,62	12,65	8.02	11,38	29,87
NO (F = 382 Km)	7.16	10,68	7.05	7.02	10.2	18.18
ENE (F = 534 Km)	5,95	9.7	13,1	5.67	9.5	25,78
NE (F = 609 Km)	6,68	10,3	13	6.38	10,6	27

II.7 Discussion et choix des houles au larges

Nous avons déterminé la houle au large par plusieurs approches, on estime que la méthode de POT est la plus fiable car elle utilise des données exhaustives. Le choix du seuil est selon le nombre de déplacement lui-même proportionnelle au test d'Anderson-Darling, donc ont choisi le test AD minimal. On peut prendre les valeurs des H_s et T_s pour la direction NO par le spectre de JONSWAP. Donc le résultat final pour les houles au large et qui seront prises en compte pour le calcul du chapitre 3 sont sur le tableau II.16 :

Tableau II.16 – Valeur des hauteurs et périodes significative au large

Directions	O (270 °)	NO (315 °)	ENE (67,5 °)	NE (45 °)	NNE (22,5 °)
H_s (m)	8.15	9,58	4.9	7.09	6,73
T_s (s)	12,38	13.02	8,98	11,34	10,97

Conclusion

On note que l'approche spectrale sur la prévision des houles est assez facile par rapport à la statistique des houles, cela est dû au manque de donnée de houle et de période de houle au fil des années. Cela étant dit, les deux méthodes présente une cohérence est une convergence vers un résultat de hauteur significative. On a conclu que le volume 3 du SSMO contient des valeurs qui surestiment les H_s et T_s cela est dû aux faibles nombres d'années.

Nous avons remarqué que la méthode d'ajustement statistique POT peak over threshold ou Série durée partielle est plus avantage que celle de SMA série maxima annuels car la méthode POT utilise les données exhaustives au fil des années, par contre SMA utilise les hauteurs maximales annuelles qui tendent à réduire la taille de l'échantillon. Le choix de la période de retour a été attribué a priori , suivant une attribution de l'ouvrage à des classes qui par la suite résulte d'une période de retour. Dans de nombreux modèles de structures maritimes, une période de retour de 50 à 100 ans est souvent utilisée pour évaluer une vague de conception la taille précise (GODA, 2010).

Dans ce chapitre, on a vu comment peut-on déterminer la houle au large suivant des conditions météorologiques extrêmes. Le spectre de JONSWAP étant applicable dans la mer méditerranée, il suffisait d'avoir la vitesse maximale des vents et aussi le fetch adéquat.

L'ajustement et l'approche spectrale ont pour but la détermination de la houle maximale au large, mais aussi l'optimisation pour le dimensionnement.

Ce chapitre avait pour but de savoir la houle significative au large, maintenant que cette procédure est faite, il faut observer le comportement de la houle quand celle-ci se rapproche aux côtes, c'est l'objet du chapitre suivant, c.-à-d. la transformation et déformation de la houle près des côtes, et l'estimation de la houle incidente à l'ouvrage de protection.

Chapitre III

DETERMINATION DES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DE LA HOULE PRES DU RIVAGE

Introduction

Lorsque la houle créée au large avec une longueur d'onde et une hauteur de creux spécifique a elle-même se rapproche vers les côtes, elle a tendance à changer de comportement.

Ce comportement est dû principalement à la variation de la profondeur. Parfois, la morphologie des fonds tend à être très complexe, il est donc très rustique de déterminer ses changements. On l'appelle aussi la déformation de la houle.

Le chapitre II a traité les houles au large en supposant que la profondeur est constante, Or, c'est le plus souvent la houle à la côte que l'ingénieur a besoin de connaître pour concevoir une digue, un ouvrage de défense des côtes ou tout autre projet portuaire. Il est donc nécessaire de savoir comment se fait la propagation de la houle entre le large (généralement défini comme la distance à la côte à partir de laquelle la profondeur est supérieure à la moitié de la longueur d'onde considérée) et la côte.

Dans ce chapitre, on va voir comment se comporte la houle lorsque la profondeur diminue. Mais aussi, on va calculer les hauteurs caractéristiques après que ces comportements agissent sur la houle au large. Il existe plusieurs déformations que la houle rencontre au fil de sa propagation : Réfraction, Réflexion, Déferlement et Diffraction. Dans ce chapitre, on va traiter sur la réfraction et le déferlement, la réflexion et la diffraction seront traités après que l'ouvrage soit dimensionné.

III.1 Généralités sur les déformations de la houle

III.1.1 La Réfraction

Dans une zone où la profondeur d'eau est supérieure à environ la moitié de la longueur d'onde, les vagues se propagent sans être affectées par le fond de la mer. Cependant, lorsque les vagues pénètrent dans une région d'eau peu profonde, la direction de propagation des ondes se dévie progressivement et les crêtes des vagues sont pliées dans le motif des contours de profondeur du fond de la mer. Ce processus est le phénomène de réfraction des ondes d'eau, qui est analogue à celui des ondes lumineuses et sonores, il est produit par la variation spatiale de la propagation de la vitesse. (GODA, 2010).

La variation de la célérité des ondes, qui par les isolignes bathymétriques diminuent. la conséquence, c'est le ressèrrement des creux de la crête (hauteurs).

III.1.2 La Diffraction

Lorsque les vagues rencontrent un obstacle tel qu'un brise-lames ou une île pendant la propagation, ils pivotent autour du bord de l'obstacle et se déplacent dans la zone d'ombre de l'obstacle. Ce phénomène est appelé la diffraction des vagues (GODA, 2010)

Les obstacles et les ouvrages tels que les pieux, les digues, les caps, les îles, etc. interfèrent avec la propagation de la houle. Le champ de houle qui en résulte autour de l'ouvrage présente généralement un changement marqué par rapport au champ de houle non perturbé. Le champ de houle qui en résulte est une superposition :

- la houle incidente
- la houle réfléchiée par l'ouvrage.
- l'énergie de la houle rayonnant depuis certains points des parties exposées de l'ouvrage.

III.1.3 La Réflexion

Lorsque les ondes sont réfléchies par une structure, celles-ci provoquent une augmentation de l'agitation de l'eau en face de la structure, où ils peuvent se propager à certaines distances pour devenir une source de perturbation dans une zone d'eau par ailleurs calme (Figure III.1). Ainsi, il est souhaitable de supprimer autant que possible la réflexion des ondes. Il est un problème de dissipation d'énergie ainsi que d'estimation de la propagation des ondes réfléchies. (GODA, 2010)

« La réflexion est surtout liée à l'angle formé par l'obstacle réfléchissant et l'horizontale, elle est d'autant plus importante pour des angles voisins de la verticale. » (mihoubi_processus_2012)

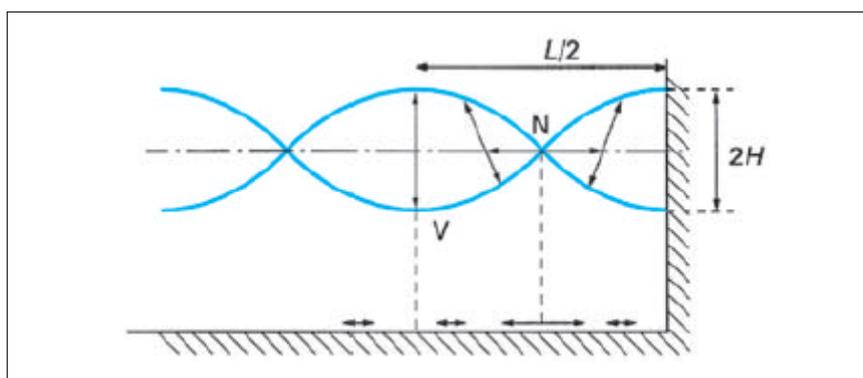


FIGURE III.1 – Réflexion d'une houle sur une paroi verticale (BONNEFILLE, 2010)

III.1.4 Le Déferlement

Lorsque la houle atteint une cote inclinée, la cambrure des lames augmente jusqu'au déferlement qui se traduit par un effondrement de la vague avec formation d'un bouillonnement (écume) sur la face antérieure ; sur un fond à faible pente, les lames déferlantes progressent sans perdre beaucoup de leur symétrie, en produisant vers la crête un point anguleux de l'ordre de 120° qui dépasse le niveau de repos des $\frac{3}{4}$ de l'amplitude. Au contraire, sur un fond

raide le profil devient très dissymétrique et le déferlement s'effectue avec projection d'eau qui retombe en nappe.

Les lames déferlent en général plusieurs fois avant d'atteindre la cote en formant plusieurs lignes de rouleaux, particulièrement dangereux lors des grandes tempêtes. Le déferlement des lames s'accompagne en effet, d'une brutale libération de l'énergie de la houle, qui a d'importantes conséquences pour la tenue des ouvrages ou des rivages et pour les embarcations qui les franchissent. (CHAPON, 1971) On note plusieurs déferlements selon la raideur de la pente (Figure III.2).

- Au large, la cambrure limite est en général atteinte soit par addition des hauteurs de plusieurs vagues de célérités différentes, soit par action du vent ; c'est le déferlement sous forme de moutons
- Sur un fond de pente faible, la houle déferle pour une faible cambrure, la vague s'écroulant en déversant sur sa face avant : c'est le déferlement glissant.
- Lorsque la pente du fond augmente, le déferlement s'effectue sous la forme connue des rouleaux plongeants .
- Enfin, sur un fond très incliné, le déferlement se manifeste par un gonflement, sorte d'intumescence. Le mascaret s'apparente aussi au déferlement, c'est celui des ondes très longues.

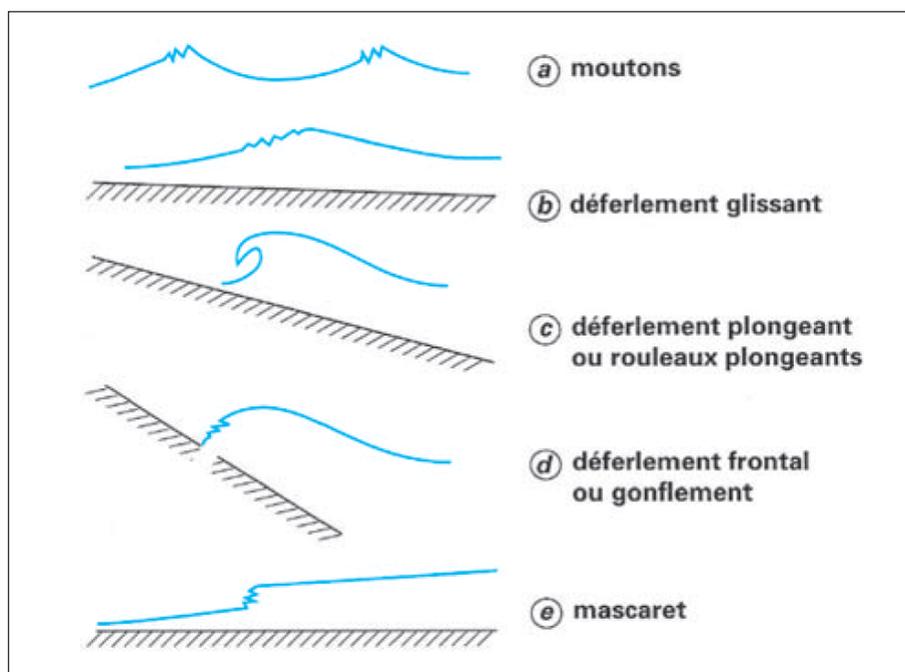


FIGURE III.2 – Type de déferlement (BONNEFILLE, 2010)

III.2 Estimation des hauteurs après déformation de la houle

Avant d'entamer cette partie, il est important de préciser quelques points :

- La période de la houle n'est pas influencée par la transformation de la houle et donc elle est égale à la période de la houle au large.
- Ici, la période utilisée est la période moyenne. Déterminée par le spectre de JONSWAP sois $T_m = 10$ s

- Il existe des modèles pour le calcul qui sont plus performants par rapport aux méthodes manuelles comme le logiciel SWAN ou MIKE 21.
- La réflexion, Run Up et le franchissement seront calculés après le dimensionnement.

III.2.1 Calcul de la Réfraction

La hauteur réfractée est exprimée suivant le coefficient de réfraction et aussi le coefficient de shoaling. (Équation III.1)

$$K_S K_R = \frac{H}{H_0} \quad (\text{III.1})$$

- K_S : coefficient de shoaling ;
- K_R : coefficient de réfraction ;
- H_0 : Hauteur de la houle au large (m).

Le shoaling : également appelé « levée » est une variation de la hauteur de la houle lorsque celle-ci se propage dans des profondeurs d'eau variables. L'effet de shoaling est exprimé par le coefficient de shoaling, K_S , qui est défini comme étant la hauteur locale de la houle par rapport à H_0 . À l'aide de la théorie de la houle linéaire K_S peut, pour une période de houle, T , donnée, être exprimé en fonction de la profondeur d'eau, d (voir l'Équation III.2), ou bien par l'abaque de (ARISTAGHES et al., 1985) voir la Figure C.1 .

$$K_S = \left[\tanh(kd) \left(1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right) \right]^{-0.5} \quad (\text{III.2})$$

- d : c'est la profondeur d'eau en mètre (m) ;
- k : représente le nombre d'onde tel que $k=2\pi/L$ (m^{-1}) ;
- L : la longueur d'onde (m) calculée selon la théorie de la houle linaires (Equation III.4).

Pour calculer, il faut d'abord avoir les informations de la houle au large. Si on est dans le large c-à-d à une profondeur supérieure à plus de deux fois la longueur d'onde de la houle, cette dernière peut être calculé par l'équation III.3 , voir le Tableau C.1 pour les résultats.

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \rightarrow C_0 = \sqrt{\frac{gL_0}{2\pi}} \quad (\text{III.3})$$

- T : la période moyenne en seconde ;
- L_0 et C_0 : désigne respectivement la longueur et la célérité d'one exprime en m et m/s ;
- g : l'accélération de la gravité 9.81 m/s^2 .

La longueur d'onde et la célérité dans la profondeur d peut être calculé par :

$$L = L_0 \tanh\left(2\pi \frac{d}{L}\right) \rightarrow C = C_0 \tanh\left(2\pi \frac{d}{L}\right) \quad (\text{III.4})$$

Le coefficient K_R peut être calculer par l'équation Snell descartes présenté dans le (CERC, 1984) .tel que :

$$\sin \alpha = \frac{C}{C_0} \sin \alpha_0 \quad (\text{III.5})$$

$$K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}} \quad (\text{III.6})$$

Tel que α_0 est l'angle de la direction de la houle incidente, par rapport à l'ouvrage s'orienté perpendiculairement aux lignes bathymétriques.

Puiseque la baie d'Alger est ressemblante à un golf, les isobathes sont parallèles au trait de côte donc il est facile d'estimer l'angle α_0 si on le prend perpendiculairement à la ligne bathymétrique, comme l'explique la Figure III.3 par (KAMPHUIS, 2003).

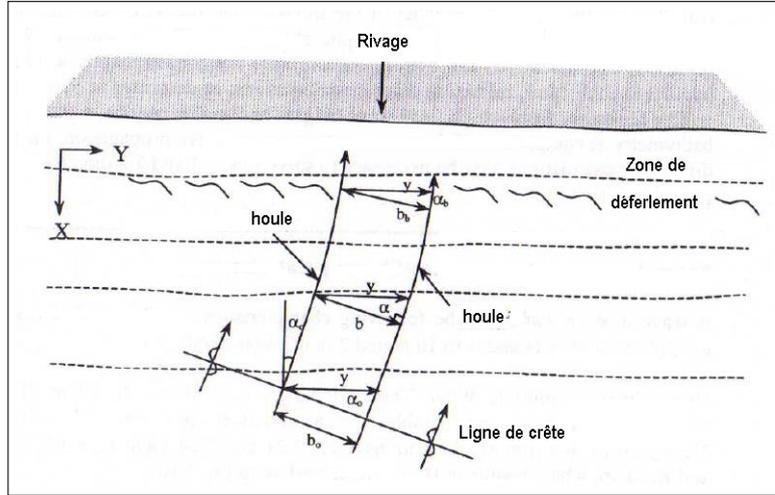


FIGURE III.3 – Définition de la réfraction de la houle (KAMPHUIS, 2003)

Les directions choisies sont les directions NO et NE, ENE car ce sont des directions que l'ouvrage subit fréquemment et leur angle α_0 est facilement calculable. Les valeurs des profondeurs sont reprises à l'entrée de la baie où la profondeur est de 75 m avec un pas de 5 m. Les résultats sont repris dans le Tableau C.2 et C.4 de l'annexe C.

Remarque :

Lors du calcul de réfraction le coefficient K_s augmente de façon rapide lorsque on se rapproche du rivage ($d/L < 0.14$). C'est dû au déferlement de la houle, on remarque que dans notre étude, la profondeur où la houle commence à déferler est entre 10 et 15 m (LEM, 2017). Ceci est vérifiable par la méthode de (MUNK, 1949) sur l'étude du déferlement, si on considère que la houle est prête à se déferler comme une onde solitaire (H/L tend vers 0), alors la profondeur d_c et la hauteur H_c limite déferlement deviennent :

$$\frac{H_c}{H_0} = 0.3\gamma_0^{-1/3} \tag{III.7}$$

$$d_c = 1.28H_0 \tag{III.8}$$

III.2.2 Calcul du déferlement

(GODA, 1975) a mis au point des formules pour estimer la hauteur significative de la houle et la hauteur maximale de la houle (voir l'Équation III.9 et III.10) dans la zone de déferlement.

$$H_s \begin{cases} K_s H'_0 & \text{pour } \frac{d}{L_0} > 0.2 \\ \min \left\{ \left(\beta_0 H'_0 + \beta_1 d \right), \left(\beta_{\max} H'_0 \right), \left(K_s H'_0 \right) \right\} & \text{pour } \frac{d}{L_0} < 0.2 \end{cases} \tag{III.9}$$

$$H_{max} \begin{cases} 1.8K_s H'_0 & \text{pour } \frac{d}{L_0} > 0.2 \\ \min \left\{ \left(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* d \right), \left(\beta_{max}^* H'_0 \right), \left(1.8K_s H'_0 \right) \right\} & \text{pour } \frac{d}{L_0} < 0.2 \end{cases} \quad (III.10)$$

Les coefficients sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 – Formules des coefficients(GODA, 1975)

Coefficients pour $H_{1/3}$		Coefficient pour H_{max}	
$\beta_0 = 0.028 (H'_0/L_0)^{-0.38} \exp(20m^{1.5})$	$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2m)$	$\beta_0^* = 0.052 (H'_0/L_0)^{-0.38} \exp(20m^{1.5})$	$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.8m)$
$\beta_{max} = \max \left\{ 0.92, 0.32 (H'_0/L_0)^{-0.29} \exp(2.4m) \right\}$		$\beta_{max}^* = \max \left\{ 1.65, 0.53 (H'_0/L_0)^{-0.29} \exp(2.4m) \right\}$	

Les résultats sont donnés dans le Tableau III.2 :

- Houle au large réfracté $H'_0 = K_r * H_0$
- Longueur d’onde L_0
- K_s est le coefficient de shaoling pour une profondeur donnée ($K_s = 1$ car on est dans une zone de déferlement)
- $m = \tan(\alpha)$; qui correspond à la pente en pourcentage de la zone (dans la carte des pente sur ArcGIS cette valeur est de 1%)

Le déferlement est calculé à la profondeur $d \in [1m;4m]$ où l’ouvrage est implanté dans une profondeur de 1.5 m et 2 m, selon la bathymétrie.

La valeur des coefficients sont reprises et les hauteurs significatives dans le Tableaux C.6 C.8 et C.10. Les tableaux suivants résument les résultats trouvés :

Tableau III.2 – Hauteurs significatives dans zone de déferlement ($H_0=9.58$ m , T=11.26 s , D=315°)

d (m)	H_s (m)	H_{max} (m)
4	2,93	4,03
3	2,39	3,38
2	1,84	2,72
1,5	1,57	2,39
1	1,30	2,06

Tableau III.3 – Hauteurs significatives dans la zone de déferlement ($H_0 = 7.09$ m, T=11 s, D=45°)

d (m)	H_s (m)	H_{max} (m)
4	2.69	3.59
3	2.15	3.59
2	1.6	2.27
1.5	1.33	1.94
1	1.06	1.61

Tableau III.4 – Hauteurs significatives dans la zone de déferlement ($H_0 = 4.9$ m, $T=10.4$ s, $D=67.5^\circ$)

d (m)	H_s (m)	H_{max} (m)
4	0.95	1.71
3	0.94	1.70
2	0.93	1.67
1.5	0.93	1.34
1	0.73	1.01

Le critère de (MICHE, 1944) stipule que :

$$\frac{H}{L} < 0.14 \tanh\left(2\pi \frac{d}{L}\right) \quad (\text{III.11})$$

En prenant $H=H_s=H_b$ on trouve :

$$\frac{H}{L} = 0.041 \quad \text{et} \quad 0.14 \tanh\left(2\pi \frac{d}{L}\right) = 0.048$$

Donc le critère de miche est vérifié, la houle ayant déferlé.

— **Le nombre d'Iribarren**

Le nombre d'Iribarene a été développé par (IRIBARREN et al., 1950) . Utilisé pour savoir le type déferlement sont expression est la suivante :

$$\xi_b = \frac{m}{\sqrt{\frac{H_b}{L_0}}} \quad (\text{III.12})$$

- m : la pente du rivage ;
- H_b : la hauteur de déferlement $H_b=1.84$ m (direction NO) ;
- L_0 : la longueur d'onde de la houle au large (direction NO) ;
- On a pris ici la direction NO car c'est la direction où la houle est supérieure par rapport aux autres directions.

Application numerique :

$$\xi_b = \frac{0.01}{\sqrt{\frac{1.84}{197.95}}} = 0.103$$

- On trouve un déferlement glissant. (MIHOUBI, 2017)

SORENSEN, 1997 a définit la distance de déferlement (Figure III.4) sur la plage avec une pente comme étant :

$$\frac{X_p}{H_b} = 0.63 \left(\frac{\sqrt{H_0/L_0}}{m} \right)^{0.25} + 1.81 \quad (\text{III.13})$$

Application numerique :

$$\frac{X_p}{1.84} = 0.63 \left(\frac{\sqrt{9.58/197.95}}{0.01} \right)^{0.25} + 1.81$$

$$X_p = 5.84m$$

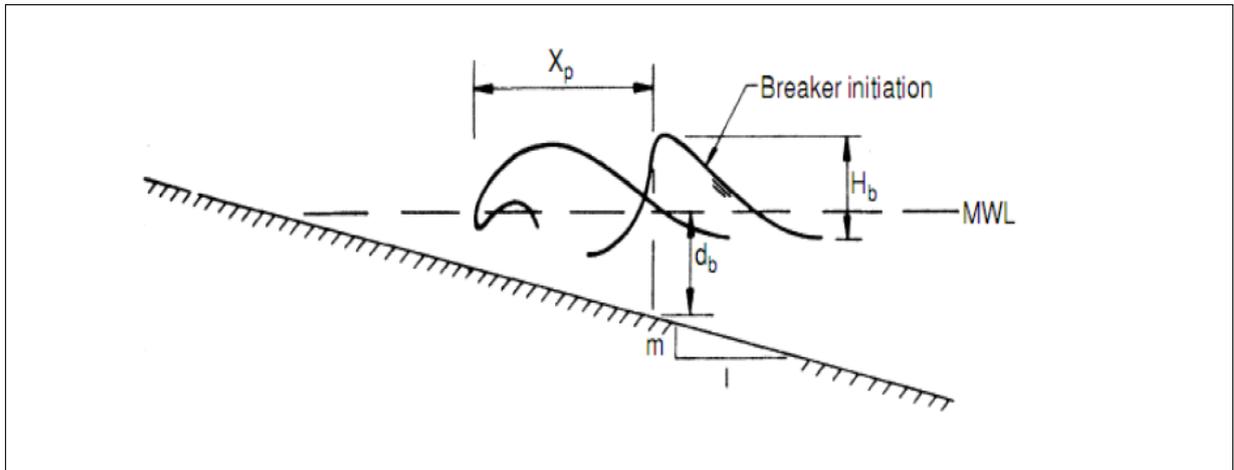


FIGURE III.4 – Distance de déferlement (SORENSEN, 1997)

III.2.3 Calcul du Run up

Le run-up de la houle est défini comme le niveau maximal que l'eau atteint sur le talus d'un ouvrage ou d'une plage du fait de l'action de la houle. L'estimation de run-up, R_u , peut reposer sur des équations empiriques simples obtenues à partir des résultats d'essais effectués sur des modèles physiques, ou sur des modèles numériques d'interaction houle/ouvrage (Figure III.5).

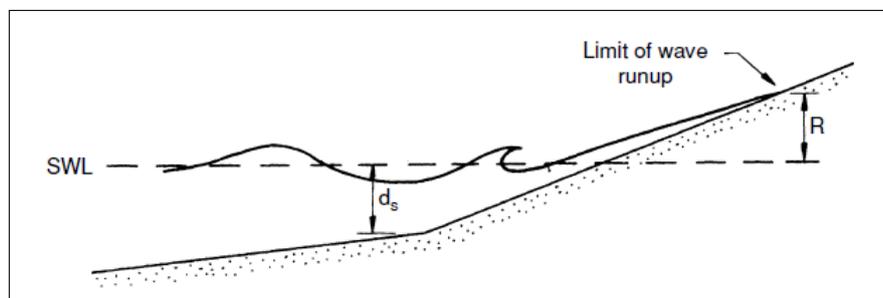


FIGURE III.5 – Représentation du Run up sur une plage (SORENSEN, 1997)

Il existe plusieurs formules pour le Calcul du run up on note :

1. Formule développée à partir des mesure in situ par (KROON et al., 2002)

$$R_u = 0.63T\sqrt{H_0m} \quad (III.14)$$

- T : la période moyenne de la houle.
- H_0 : la hauteur houle au large.
- m : la pente de la plage.

2. Formule empirique développé par le laboratoire national d'hydraulique LNH

$$R_u = 0.67H_b\xi_b^{0.51} \quad (III.15)$$

- ξ_b : le nombre d'Iribarene calculé dans l'équation III.12;
 - H_b : la hauteur de déferlement.
3. Formule expliquer dans l'article de (BONNEFILLE, 2010)

$$R_u = \rho H_b \xi_b \tag{III.16}$$

- ρ : coefficient tenant compte de la porosité de la digue dans notre cas $\rho=1$ car c'est une plage avec une pente faible.

Les résultats sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 – Résultat du Run up

Formules	Kroon et Masselink	LNH	Bonnefille
R_u en (m)	0,22	0,4	0,19

III.3 Estimation de la houle de projet

La houle de projet selon (CAMINADE, 1995), c'est la houle que subit l'ouvrage et représente l'action de la tempête sur l'ouvrage, c.-à-d. l'action de la houle sur l'ouvrage. On prend souvent la houle de projet (dimensionnement) pour la formule d'Hudson la hauteur $H_{1/10}$. Selon le (CERC, 1984) la hauteur $H_{1/10}$ peut se rapprocher à l'équation III.17

$$H_{1/10} = 1.27H_s \tag{III.17}$$

Dans notre cas l'ouvrage est un ouvrage de défense à une profondeur d'implantation de $d=1.5m$ sur la partie Est et sur la partie Ouest une profondeur allant jusqu'à 3 m.

La houle de projet est nécessaire pour le dimensionnement de l'ouvrage. Et donc elle est faite suivant la situation défavorable. Dans notre cas on va prendre la hauteur de déferlement pour la direction NO sur les profondeurs 1.5 à 3 m.

Tableau III.6 – Houles de projet

d (m)	H_s (m)	$H_{1/10}$ (m)
3	2.39	3
1,5	1,57	2

Conclusion

La réfraction et le shoaling sont deux phénomènes en relation avec le changement du fond. À la suite du calcul de la réfraction, on remarque que la houle réfractée atteinte au point de l'ouvrage un creux de 5 m. Ce résultat ne peut être retenu dans notre cas du fait que la houle se propage dans la zone de déferlement.

En général, la bathymétrie est telle que la houle converge sur les caps et s'épanouit dans les baies. On le remarque dans notre cas puisque les houles s'étalent sur tout le trait de la baie qui est parallèle aux isolignes.

En comparant les résultats avec l'étude du SSMO et du L.E.M , on remarque une légère différence entre les coefficients de la houle réfracté, cela est dû à l'application des modèles

numériques comme le code MIKE 21 (Basé sur les équations de Berkhoff) qui prend en considération toute la bathymétrie et le frottement des fonds de la région (baie d'Alger) qui augmentera la précision du calcul.

Le déferlement a été calculé par les formules de (GODA, 2003), ces derniers donnent des résultats divergent lorsque la pente est supérieure à 4 %. Le choix de la houle de projet est dicté par plusieurs critères dont le critère le plus important est l'action de la houle sur l'ouvrage, cela est nécessaire pour le calcul et de dimensionnement des ouvrages de protection et de défense, sans oublier son impact sur l'évolution du trait de côte en raison des processus hydro-sédimentaires qui se produisent près du rivage.

Dans ce chapitre nous avons vu le comportement des houles lorsqu'elles se rapprochent du rivage. Nous avons vu la transformation de la houle, pour but de déterminer la hauteur et la direction de la houle que subit l'ouvrage, ceci en tenant compte un cas défavorable. Le chapitre suivant va traiter sur le prédimensionnement des ouvrages donc il va nécessiter l'utilisation de la houle de projet, la période de la houle et la durée de la tempête ensuite, il est intéressant de voir l'interaction de la houle et l'ouvrage.

Chapitre IV

PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION ET DE DEFENSE

Introduction

Le rivage de Verte Rive est soumis à un retrait du trait de côte, les habitations sont à moins d'une trentaine de mètres. Une protection contre l'action de la houle est envisagée. Mais quel ouvrage faut-il choisir ? quel sont les paramètres à prendre en considération ?

Dans ce chapitre, nous allons voir comment dimensionner les différents composants des ouvrages de protection, on développera aussi les différentes actions de la houle sur l'ouvrage.

IV.1 Généralités

Il existe plusieurs ouvrages hydrotechniques dans le domaine côtiers, nous nous intéressons aux ouvrages de protection du littoral et de stabilisation du trait de côte.

IV.1.1 Considération général et définition des différents types d'ouvrages

Les ouvrages en enrochement de protection du littoral sont généralement constitués de composants similaires à ceux des digues (Figure IV.1) Toutefois, ils ne font souvent appel qu'à deux blocométries (taille d'enrochement pour la carapace et le filtre) du fait de leurs proportions plus modestes. Pour cette raison, à moins que l'ouvrage ne soit suffisamment large pour être considéré comme étant une digue, la couche externe est généralement désignée comme carapace ou couche de protection plutôt que comme carapace principale, et la couche d'enrochement sous-jacente est appelée sous-couche, couche support ou noyau. Si un troisième matériau est utilisé dans ces ouvrages, il s'agira souvent d'un matériau plutôt fin, comme du sable, de l'argile ou autre matériau constitutif des plages ou des falaises, en général utilisé comme remplissage dans le but d'atteindre le profil requis. (CETMEF, 2009a).

Les ouvrages de protection du littoral en enrochement diffèrent des digues en ce qu'ils font partie d'un système, fonctionnant avec d'autres composants pour atteindre la fonction attendue, par exemple une protection en enrochement d'un ouvrage de haut de plage ou des épis en enrochement associés à un rechargement de plage. Les ouvrages traités dans cette partie sont :

- Revêtements ;
- Protection anti-affouillements ;

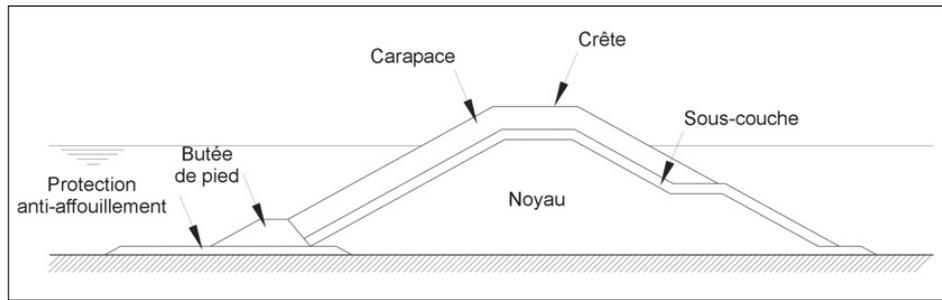


FIGURE IV.1 – Coupe type d'une digue à talus (CETMEF, 2009a)

- Epi;
- Brise lames;
- Digue immergée;
- Système Ecoplage.

IV.1.2 Les revêtements

Un revêtement est une couverture en enrochement, en béton ou d'un autre matériau qui sert à protéger le talus d'un remblai, d'une côte naturelle ou d'une plage contre l'érosion. L'enrochement peut être utilisé seul ou renforcé par un dispositif d'amélioration de la stabilité (bitume, pavage, gabions, matelas etc.). Les revêtements peuvent servir à la protection des falaises, des dunes de sable, des polders et des murs de haut de plage existante nécessitant des réparations ou un renouvellement. (CETMEF, 2009a)

IV.1.3 Les protections anti-affouillements

Une protection anti-affouillement est constituée d'une ou plusieurs couche(s) d'enrochement placée(s) devant un mur de haut de plage, une falaise ou une dune de sable. Sa pente est normalement très faible. Elle empêche la propagation de l'affouillement du pied de l'ouvrage principal. Elle est souvent utilisée en association avec un rechargement de la plage ou de la dune adjacente. Dans ce cas, la protection anti-affouillement permet de garantir l'intégrité de l'ouvrage principal dans une situation de tempête extrême, lorsque la plage risque d'être temporairement dégarnie, avant qu'une houle plus modérée ne lui permette de se reconstituer. (CETMEF, 2009a).

La Figure IV.2 résume le front de mer, les ouvrages précédents font partie de cette dernière.

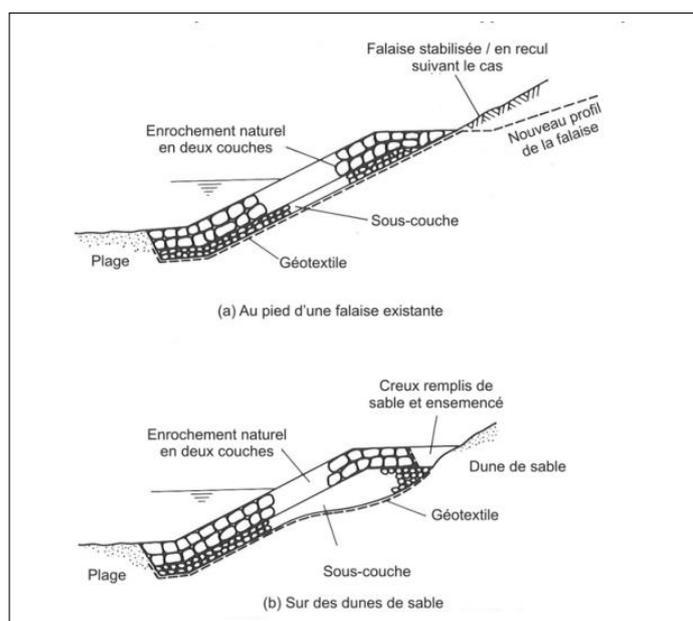


FIGURE IV.2 – Revêtement de protection des côtes (CETMEF, 2009a)

IV.1.4 Les Épis

Un épi est un ouvrage en enrochement relativement court qui avance dans la mer depuis la plage et dont la fonction principale est d'interrompre le transit littoral de sédiments afin de constituer ou de retenir des plages à un niveau plus élevé (et souvent, par-là même, de protéger un ouvrage de défense contre la mer existant). Les épis en enrochement ont habituellement une longueur de l'ordre de 50 m, mais ils peuvent être plus grands dans le cas des épis d'extrémité qui se trouvent au bout d'une longue plage par ailleurs dépourvue d'épis. Il existe d'autre type d'épis, comme les épis en T ou en L, qui retiennent les sédiments également à l'arrière par diffraction de la houle autour de leur musoir. La Figure IV.3 présente un épi en enrochement classique.

Dans de nombreuses circonstances, les dispositions constructives et la forme de l'épi peuvent être plus complexes, mais le maître d'œuvre devra examiner les conséquences d'une conception plus complexe sur la construction au moment de l'élaboration de la forme de l'ouvrage. (CETMEF, 2009a)

Principe de fonctionnement des épis

Pour réaliser une protection constituée d'épis, on procédera par étapes en remontant vers la zone d'où proviennent les matériaux : les épis se rempliront alors naturellement (Figure IV.4), Les dispositions constructives des épis sont fonction du type de transport littoral et de la proportion de matériaux que l'on veut stopper. (CAMINADE, 1995)

Sur une plage de galets dont la pente est importante et où le transport s'effectue essentiellement par jet de rive, on pourra recourir à des épis courts dépassant largement au-dessus du terrain initial. (CAMINADE, 1995)

Pour une plage de sable fin, où le transport se fait tout au long de l'estran, on aura recours à des épis plus longs dont la saillie ne doit guère dépasser le mètre. La longueur des épis est fonction du transit du bas de plage que l'on veut intercepter. (CAMINADE, 1995)



FIGURE IV.3 – Épi en L, Bulverhythe, Royaume-Uni (source : Halcrow 2009)

L'action des épis est bien entendu de freiner considérablement le transit littoral, mais aussi de réduire le basculement de la plage. De ce fait, la variation des profils entre deux épis peut être limitée, et cela peut être mis à profit si l'on veut protéger le haut de plage (Figure IV.5). (CAMINADE, 1995)

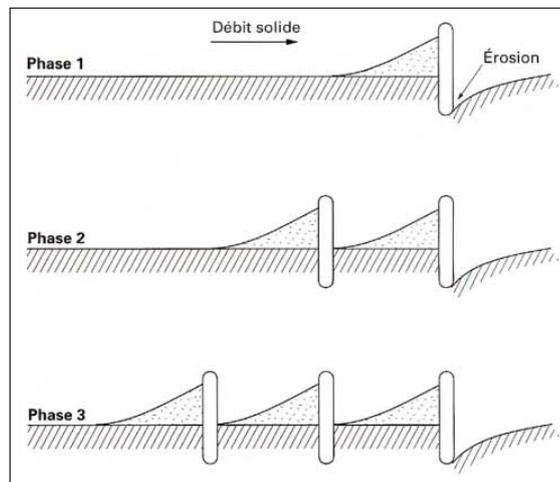


FIGURE IV.4 – Méthode de mise en place des épis (CAMINADE, 1995)

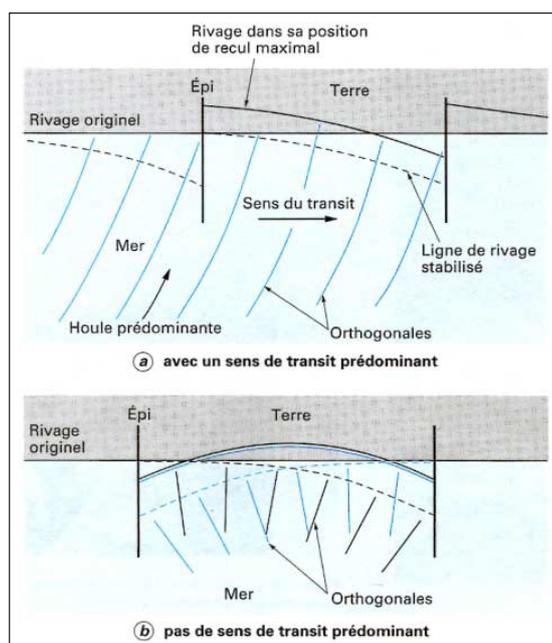


FIGURE IV.5 – Mode de fonctionnement des épis (CAMINADE, 1995)

IV.1.5 Les Brises lames

Les brise-lames sont souvent émergents à la surface (au moins pendant la majeure partie du cycle de marée) et ils sont disposés approximativement parallèlement à la côte (Figure IV.6). Leur fonction est de réduire l'action de la houle et d'encourager la déposition de sédiments à l'arrière de l'ouvrage. Les sédiments y sont transportés par les courants induits par la diffraction de la houle. Les brise lames sont habituellement d'une longueur équivalente à la distance qui les sépare du rivage, soit 200 à 300 m. Dans l'idéal, la construction d'un brise-lames permettra de réduire le transport longitudinal net à une valeur similaire à celle des côtes voisines. (CAMINADE, 1995)

Les brise-lames peuvent servir à créer et à préserver des espaces exclusivement récréatifs, comme des plages sur des littoraux où elles ne peuvent exister naturellement. Ces situations doivent faire l'objet d'études approfondies accompagnées d'une modélisation physique pour garantir que les ouvrages sont convenablement dimensionnés et disposés. (CAMINADE, 1995)

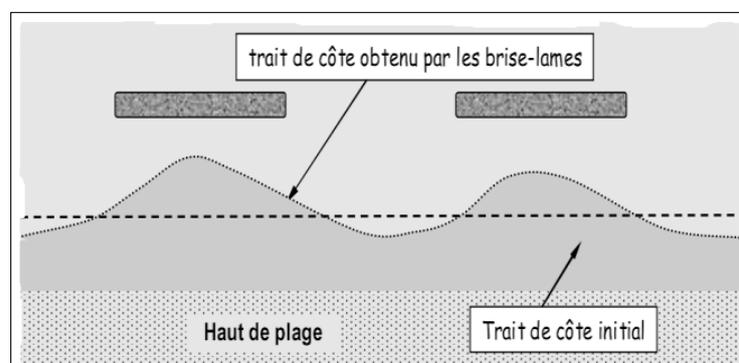


FIGURE IV.6 – Brise Lames (MIHOUBI, 2017)

Principe de fonctionnement des brises-lames

Les brise-lames ont été utilisés avec un succès maximal sur les côtes où le marnage est négligeable ou faible. Ils présentent également de multiples intérêts par rapport aux épis, lorsqu'ils sont appliqués à de larges plages de sable fin pour lesquelles le transport sédimentaire se fait principalement dans le profil de la plage, c'est-à-dire de la côte vers le large et vice-versa. Deux éléments contribuent au transport sédimentaire :

- Le transport dû au déferlement de la houle à l'oblique du trait de côte ;
- Le transport par des courants qui découlent des différences de hauteurs de houle.

Dans le cas d'un brise-lames, la différence de hauteurs de houle crée un courant à l'arrière de l'ouvrage, quelle que soit la direction de la houle incidente. Ce courant, associé à des hauteurs de houle réduites, entraîne le dépôt de matériau derrière le brise-lames.

En l'absence d'autres influences, les sédiments seront transportés à l'arrière de l'ouvrage et formeront un tombolo ou un biseau salé, comme cela est illustré aux Figures IV.7. Selon les dimensions de l'ouvrage et sa distance au large par rapport à la longueur d'onde de la houle incidente (et l'intervalle entre ouvrages voisins s'il y en a plus d'un), un tombolo peut se rattacher (ou pas) à l'ouvrage.

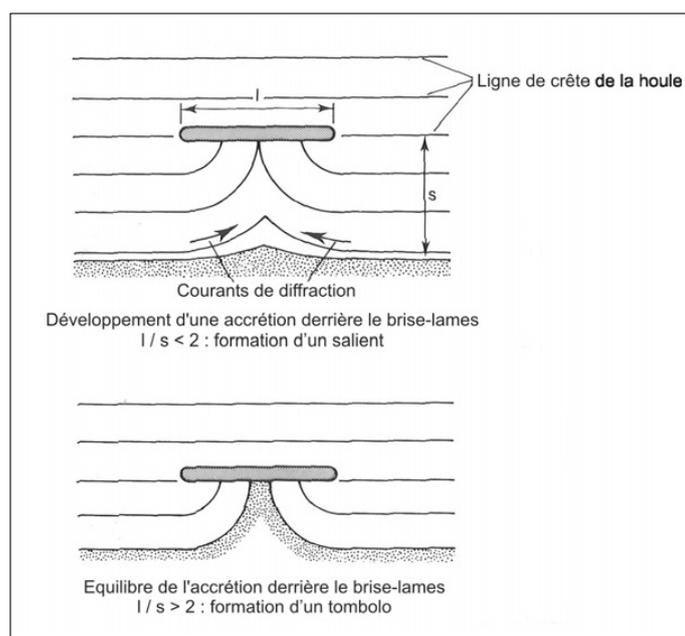


FIGURE IV.7 – Brise-lames, formation de tombolos et de saillies (CETMEF, 2009a)

IV.1.6 Les Digués immergées

Les seuils ou les digués immergées ont pour rôle de retenir une plage légèrement inclinée localisée sur un littoral dont la pente est potentiellement plus raide. Les seuils ont été utilisés avec le plus de succès dans les situations de faible marnage. Ils peuvent être associés à des épis en L ou en T ou à des brise-lames afin de retenir des plages de poche. Ils déclenchent le déferlement des vagues les plus grosses (et les plus destructrices) mais ils n'ont que peu d'effet sur l'activité quotidienne normale, ce qui fait que les aspects récréatifs de la plage n'en sont pas affectés. La Figure IV-8 présente une configuration typique de seuil immergé qui permet l'existence d'une plage suspendue.

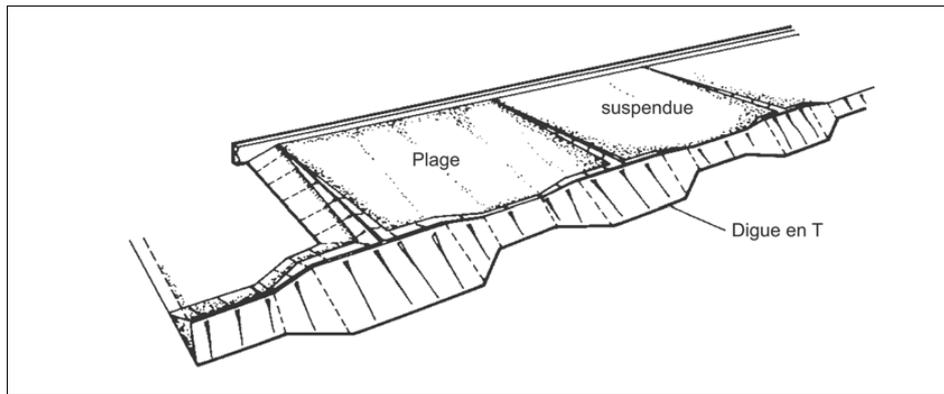


FIGURE IV.8 – Plage suspendue avec digues immergées (CETMEF, 2009a)

IV.1.7 Le système d'Écoplage

Il s'agit d'un système mécanique qui absorbe, à l'aide d'une pompe, l'énergie de la houle. Il draine ainsi l'eau par dépression dans la canalisation souterraine et permet l'engraissement de la plage par les sables en suspension portés par la houle. Il présente l'avantage d'être invisible car il est enterré sous la plage (Ramoge,2002). Il consiste ainsi un frein au processus d'érosion et permet la reconstitution plus rapide de la plage après une tempête.

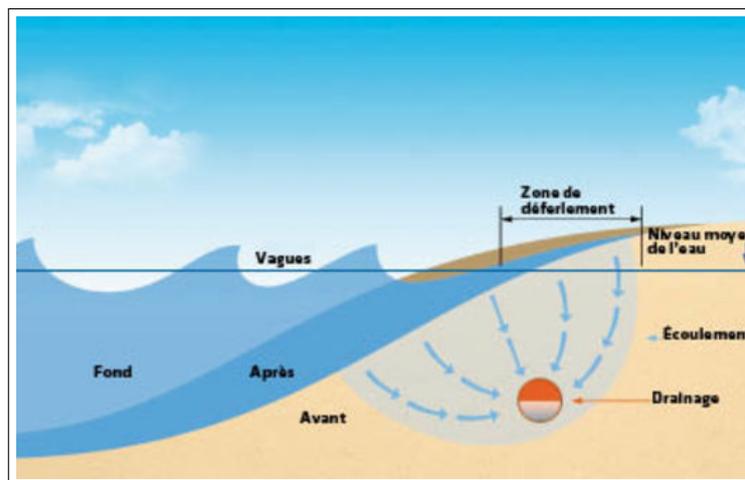


FIGURE IV.9 – Vue de profil d'un système d'écoplage (lemoniteur.fr)

IV.1.8 Politique de la gestion du trait de côte

Il se peut qu'une politique de gestion du trait de côte est été définie par l'autorité ou l'organisme de régulation concerné(e). Il est donc important que la politique spécifique du pays où l'ouvrage est construit soit étudiée. Selon les circonstances, certaines considérations auront plus de poids que d'autres. Par exemple, les classifications environnementales d'un site peuvent faire que certaines options techniques ne conviendront pas et qu'il faudra envisager d'autres formes d'ouvrage. La politique vis-à-vis de la position du trait de côte sera généralement l'une des suivantes :

- Le retrait (recul), nécessitant de nouvelles digues de protection contre l'invasion marine, en retrait, là où la sécurité l'exige ;

- Le contrôle sélectif de l'érosion, qui maintient la ligne de protection existante à des emplacements clé ;
- Le contrôle total de l'érosion, qui maintient la ligne de protection existante ;
- L'expansion en direction de la mer (avancée), qui permet de créer plus de terres ou de plage.

Le choix de la politique appropriée sera influencé par plusieurs facteurs, dont l'utilisation des terres situées à proximité, l'impact sur les processus côtiers des côtes voisines, ainsi que les coûts et bénéfices.

Si derrière le trait de côte, on trouve des terrains résidentiels ou industriels, il est généralement possible de justifier le maintien du trait de côte existant, voire de l'avancer en gagnant sur la mer.

Lors de la conception d'ouvrages en enrochement, le maître d'œuvre doit garder à l'esprit que des effets en amont et en aval de la zone pour laquelle l'ouvrage a été conçu se feront sentir, à moins que cette dernière ne soit une cellule côtière complète et fermée. Les revêtements et les tapis anti-affouillement auront également une influence sur la plage devant eux.

IV.2 Composant d'un ouvrage de protection

Que ça soit un épi ou un brise lames ou tut ouvrage de défense, les composant de ces derniers sont les même qu'une digue à talus (Figure IV.1) , c'est à dire :

- La carapace ;
- La première sous couche ;
- La deuxième sous couche ;
- Noyau ;
- Butée de pieds ;
- Musoirs.

IV.2.1 Carapace

De tous les éléments constitutifs d'une digue à talus, la carapace est certainement celui qui a fait l'objet des études les plus approfondies. Toutefois, son comportement sous l'action de la houle n'est pas totalement connu et bien des incertitudes subsistent (CAMINADE, 1995).

De nombreuses méthodes empiriques d'estimation de la taille de l'enrochement naturel requise pour garantir la stabilité face à l'attaque de la houle ont été proposées au cours des 60 dernières années. Les travaux de recherche d'Iribarren, Hudson (HUDSON, 1959) et de (VAN DER MEER, 1988) ont donné les méthodes de dimensionnement les plus fréquemment utilisées en génie civil. Les méthodes détaillées dans ce travail sont les formules de stabilité élaborées par (HUDSON, 1959), (VAN DER MEER, 1988).

IV.2.2 Sous couche

Le noyau réalisé avec des éléments de petite taille ne peut en général pas résister à la houle venant frapper l'ouvrage. Il devra être défendu par une carapace dont les éléments

peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes. Entre les deux, il est nécessaire de disposer des éléments de transition : la ou les sous-couches qui ont un rôle multiple.

Le premier rôle que doivent assurer les sous-couches est un rôle de filtre granulométrique permettant de retenir les matériaux les plus fins. On pourra à cet effet vérifier que les règles énoncées par Terzaghi sont bien respectées (CAMINADE, 1995).

Les règles de Terzaghi établies pour des matériaux de faible dimension (sables, graviers ou cailloux) sont :

$$\begin{aligned} D_{15}(\text{filtre}) &\leq 5D_{85}(\text{noyau}) \\ D_{50}(\text{filtre}) &\leq 25D_{50}(\text{noyau}) \\ 4 &\leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} \leq 20 \end{aligned} \quad (\text{IV.1})$$

D_x : la dimension du tamis pour lequel on observe x % de passant. D'une manière pratique, (CERC, 1984) préconisent que les poids moyens respectifs des enrochements des diverses couches soient :

- W : poids moyen de la carapace ou W_{50} ;
- W/10 : poids moyen de la première sous-couche ;
- W/200 : poids moyen de la deuxième sous-couche ;
- W/4000 a W/6000 : poids moyen des éléments du noyau.

IV.2.3 Noyau

Une attention particulière doit être apportée à la réalisation du noyau car cela conditionne la qualité de l'ouvrage. Le noyau devra être non poreux pour arrêter les ondes longues contenues dans la houle et donc comporter des éléments fins en quantité suffisante.

Pour qu'il puisse être mis en œuvre et résister à la houle lors de la construction ainsi qu'aux pressions transmises dans l'ouvrage fini, il devra être bien charpenté. On recourra donc à un tout-venant bien graduée de 0 à 500 kg ou 0 à 1 t. (CAMINADE, 1995)

IV.3 Outils de dimensionnement

Le calcul se fait par le principe du Nombre de stabilité N_s (Equation IV.2) utilisées sont données dans ce qui suit. .

Le nombre de stabilité peut aider aussi à classifier l'ouvrage, qu'il soit statiquement stable ou dynamiquement stable.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (\text{IV.2})$$

- N_s : le nombre de stabilité ;
- Δ : la densité volumique déjaugé ($\rho_s / \rho_w - 1$) ;
 ρ_s : poids volumique de l'enrochement ou du bloc $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$;
 ρ_w : poids volumique de l'eau de mer $\rho_w = 1025 \text{ kg/m}^3$;

— D_{n50} : diamètre nominal de l'encrochement.

IV.3.1 La formule d'Hudson

Elle donne la relation entre le poids médian de l'encrochement, W_{50} , la hauteur de la houle en pied d'ouvrage, H (m), et les différents paramètres structuraux pertinents. Cette formule de stabilité, bien connue sous le nom de formule de Hudson, est présentée ici en unités SI, qui ont remplacé les unités d'origine et symboles associés. (HUDSON, 1959)

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (\text{IV.3})$$

- W_{50} : poids moyen de l'encrochement ;
- γ_s : poids spécifique de l'encrochement ;
- K_D : coefficient de stabilité lié au type
- H : c'est la hauteur au pieds de l'ouvrage, étant défini la hauteur $H_{1/10}$; $H_{1/10} = 1.27H_s$;
- Δ : la densité volumique déjaugé ($\rho_s / \rho_w - 1$) ;
- $\cot(\alpha)$: fruit du talus de l'ouvrages.

Le coefficient K_D a été plusieurs fois revue et déterminer par des essais sur modèle réduit avec des prototypes non franchissables, pour finalement être conclue que dans des encrochements naturels on prend $K_D = 2$ si les vagues au pied de l'ouvrage sont déferlantes et $K_D = 4$ si elles sont non déferlantes (CETMEF, 2009a).

IV.3.2 La formule de Van Der Meer en eau peu profonde

La définition des eaux peu profondes est importante pour la limite du domaine de validité des formules de Van der Meer, certain chercheurs définissent la transition entre eau profonde et eau peu profonde $h_{pied} = 3H_{spied}$.

L'avantage de la formule de van der Meer c'est que la stabilité de la carapace serait mieux exprimée, dans ces conditions limitées par la profondeur, en utilisant la hauteur de la houle à 2%, $H_{2\%}$ plutôt que d'utiliser la hauteur significative. Avec le ratio connu $H_{2\%}/H_s = 1.4$. Aussi, la formule est en relation avec le niveau de dommage de l'ouvrage, lui-même déterminé avec une méthode simple en relation avec le talus (Tableau D.1).

Est reporté dans l'annexe D, le Tableau D.2 expliquant le domaine de validité de la formule de Van der Meer sur les eaux peu profondes.

La formule de Van der Meer :

Pour un déferlement plongeant $\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right)^{\xi_{s-1,0}^{-0.5}} \quad (\text{IV.4})$$

Pour un déferlement plongeant $\xi_{s-1,0} > \xi_{cr}$:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} \xi_{s-1,0}^P \quad (\text{IV.5})$$

Telle que la transition entre déferlement plongeant et déferlement gonflant est calculée à partir de la pente du talus de l'ouvrage (et non pas de l'inclinaison du fond marin devant l'ouvrage) et déterminée par l'équation IV.6 :

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \tan(\alpha) \right]^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (\text{IV.6})$$

Où

- c_{pl} : 8.4 coefficient dû au déferlement plongeant estimé par des méthodes déterministe sur model réduit avec un écart type de 0.7 ; (voir tableau D.3)
- c_s : 1.3 coefficient dû au déferlement gonflant avec un écart type de 0.15 ;
- $H_{2\%}$: hauteur dépassée par 2% des hauteur des vagues incidentes au pieds de l'ouvrage (m) ;
- $\xi_{s-1,0}$: paramètre de déferlement , calculé a partir de la période énergétique de la houle $T_{m-1,0}$;

$$\xi_{s-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi H_s / g T_{m-1,0}^2}} \quad (\text{IV.7})$$

- $T_{m-1,0}$: Période spectrale de la houle, également appelée période énergétique de la houle (s) ; $T_{m-1,0} = m_{-1} / m_0$;
- P : paramètre de perméabilité nominale de l'ouvrage ; la valeur de ce paramètre doit être comprise entre : $0.1 < P < 0.6$;
- N : nombre de vagues incidentes, qui dépend de la durée de l'état de mer $N=3600 \times t_{min} / T_m$;
- S_d : niveau de dommage adimensionnel (voir Tableau D.1) .

Le calcul des autres composantes d'une digue est expliqué lors du calcul numérique sur notre projet.

IV.4 Nécessité d'une étude d'aménagement

Notre zone subit l'attaque fréquente la houle déferlante, ce qui déduit à une avancé des mers, cela est dû à la dynamique sédimentaire et au transit du littoral.

IV.4.1 Dynamique sédimentaire

D'après le rapport d'étude du laboratoire d'étude maritime (LEM, 2017) sur la sédimentologie de la zone de Borj El Kiffan, Il a été conclu qu'à partir des résultats de l'analyse des données bathymétriques et sédimentologiques on peut retenir les points suivants :

- L'analyse bathymétrique montre une topographie régulière, les fonds sont sableux et la pente de la plage est douce ;
- La répartition spatiale des sédiments obéit au schéma classique de distribution à savoir un classement granulométrique décroissant de la côte vers le large.

Il en ressort également que le site d'étude par sa large ouverture sur la mer, est le siège de phénomènes hydrodynamiques importants. La limite hydrodynamique se situe au niveau de l'isobathe 5 m. Les caractéristiques des houles atteignant la côte confirment en partie l'importance de leurs actions sur la sédimentologie du site.

La mise en place d'un ouvrage sur cette partie de la plage pourrait avoir comme conséquence la rupture de l'équilibre naturel et un changement dans le régime hydrodynamique du site.

Les sédiments de la région peuvent venir des deux Oued qui sont dans les deux côtés de la zone à savoir, Oued el Harrach et Oued el Hamiz . Cela dépendra du climat de houle. Le tableau suivant montre les caractéristiques de l'Oued el Hamiz et Oued el Harrach .

Tableau IV.1 – Caractéristique de Oued el Harrach et oued el Hamiz (ANRH,2014)

Oueds	El Harrach	El Hamiz
Communes traversées	Mohamadia-Moradia-hussein dey-El Harrach-Sidi Moussa -Bir touta saoula-ouled fayet-Bir mourad rais	Rouiba-dar el beida- Oued Essemar- Borj el bahri-El Hamiz- Eucalyptus-bab ezzouart
Orientations	Nord-Est	Nord-Ouest
Apport liquides Al (Hm^3)	53	11
Apport solide As (m^3 /an)	107 114	100 226

En ce qui concerne Oued El Hamiz, la présence d'un barrage portant le même nom a largement réduit les apports solides vers la mer. Actuellement, l'oued se jette en mer par une ouverture étroite d'une trentaine de mètres de large.

Il est donc préférable de projeter plusieurs variantes d'ouvrage et ensuite tirer les avantages et inconvénients pour le choix de la variante finale.

IV.5 Les ouvrages envisageables

IV.5.1 Variante n°1 : Batterie de brise-lames et apport de sable

La variante n°1 repose sur la réalisation d'une protection longitudinale de haut de plage en enrochement sur tout le long de la zone c.-à-d. une distance horizontale parallèle au trait de côte, une distance de 1070 m. c'est donc la projection de quatre brises lames sur tout le long de la protection. Les calculs pour la détermination des caractéristiques du brise lames (X, L_s, D, L, L_g) sont suivant les explications suivantes.

Les caractéristiques du brise lames sont :

- L_s : longueur du brise lames ;
- L_g : longueur d'ouverture entre 2 brises lames (espacement) ;
- X : distance entre brise lames, et le trait de côte initiale ;
- D : la profondeur d'implantation ;
- L : la longueur d'onde de la houle incidente.

Le calcul des caractéristiques de se font par les formules du CETMEF sur l'influence du brise lame sur la formation de dépôt sédimentaire appelé tombolo, il va dépendre avec le ratio L_s/X .

a- Longueur du brise lame et espacement

- $L_s/X > 1$ le tombolo se rattachera au brise lames au fur et à mesure que le rapport s'accroîtra ;
- $L_s/X < 1$ le tombolo ne se rattachera pas au brise lames et en sera d'autant plus éloigné que ce rapport ;
- $L_s/X < 0.3$ le brise lames n'aura pratiquement pas d'effet sur la plage.

Pour les côtes Méditerranéennes, et selon les expériences préconisées par le Centre des Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) des tombolos peuvent être obtenus à l'abri de brise-lames non submersibles lorsque :

$$0.6X < L_s < 1.3X \quad (IV.8)$$

Dans le cas d'une batterie de brise –lames, il convient de prendre en considération L_g/X

- $L_g/X > 1.3$ l'écartement des brise- lames est trop grand, un recul très important du trait de côte se produira face à l'ouverture ;
- $0.8 < L_g/X < 1.3$. Un recul du trait de côte peut se produire face à l'ouverture, (un apport de sable initial permet de limiter voire supprimer ce recul) ;
- $L_g/X < 0.8$ Pas de recul du trait de côte face à l'ouverture mais le linéaire d'ouvrage par rapport au linéaire protégé augmente.

Il a été conclu de prendre L_s est de longueur $1.1X$; L_g est de longueur de $0.65 X$. Pour déterminer la distance entre le trait de côte et le brise lame on doit considérer la profondeur d'implantation ou le brise subit la houle déferlante, dans notre cas le déferlement ce fait au niveau de la profondeur -2 m ou la longueur d'onde de la houle incidente est de 70m et la distance verticale entre le trait de côte et la profondeur -2m est de 145m .

b- Largeur en crête

(Dattari, 2015) a défini une relation optimale (après des essaie sur modèle réduit) pour déterminer la largeur en crête du brise lame entre la longer d'onde de la houle incidente .

$$\frac{B}{L} = 0.2 \text{ à } 0.3 \quad (IV.9)$$

On prend $B = 0.2L = 14 \text{ m}$

Le fruit du talus se choisi suivant la transmission les études de SOGREAH montre que l'adoucissement de la pente favorise la transmission, les brises lames généralement sont pris d'un fruit du talus $m = \cot(\alpha) = 3/2$. (Sogreah,2007)

c- Hauteur du brise lames

Pour la hauteur on prend une revanche qui est de 1.25 fois la hauteur maximal H_{max} (CAMINADE, 1995) donc selon le Tableau III.6 du chapitre III on prend une hauteur du brise lames de 3.6m. Donc on peut résumer les principales caractéristiques du brise lames.

Tableau IV.2 – Caractéristique du brise lames

Largeur en crête	Longueur du brise lame	Hauteur du brise lame	Espacement entre les brises lames	Largeur sur le fond	Fruit du talus	X
14 m	160 m	2.25 m (arbitraire)	95 m	36.8 m	2/1 (arbitraire)	145 m

Remarque : les valeurs du fruit du talus et la hauteur du brise lame (Revanche) sont en relation avec la transmission, le franchissement et le Run Up, donc il faut d’abord donner une valeur arbitraire puis corriger les valeurs.

IV.5.2 Calcul du franchissement

Lors de la conception d’ouvrages hydrauliques, le franchissement sert souvent à déterminer le niveau de crête et la géométrie de la section en garantissant que le débit franchissant moyen spécifique, q (m^3/s par mètre linéaire de crête).

Méthode d’Owen (1980)

Pour calculer le débit franchissant moyenné sur le temps pour des talus lisses, la revanche adimensionnelle, R^* , et le débit franchissant spécifique adimensionnel Q^* , ont été déterminés par (OWEN, 1980) grâce aux Équations IV.10 et IV.11 et en utilisant la période moyenne de la houle T_m (s), et la hauteur significative de la houle, H_s (m), au pied de l’ouvrage :

$$R^* = \frac{R_c}{T_m \sqrt{g H_s}} \quad (\text{IV.10})$$

$$Q^* = \frac{q}{T_m g H_s} \quad (\text{IV.11})$$

Où R_c représente la revanche, c.-à-d. la hauteur de la crête par rapport au niveau d’eau au repos, q est le débit franchissant spécifique moyen ($m^3/s/ml$).

L’Équation IV.12 donne la relation entre les paramètres adimensionnels définis dans les Équations IV.10 et IV.11.

$$Q^* = a \exp(-b R^* / \gamma_f) \quad (\text{IV.12})$$

- a : coefficient en relation avec le talus (voir Tableau D.4);
- b : coefficient en relation avec le talus voir Tableau D.4;
- R^* : Revanche adimensionnel.
- γ_f : facteur de correction de rugosité (voir Tableau D.5).

IV.5.3 Franchissement pour les digues (brises lames, Variante n°01)

On remarque que la méthode d’Owen nécessite principalement la revanche de l’ouvrage, la hauteur significative, la période moyenne, mais aussi le coefficient a et b en relation avec la pente du talus. En utilisant les valeurs du Tableau D.4 pour l’angle du talus on trouve le calcul suivant :

- $H_s = 1.57$ m ;
- $T_m = 11.3$ s ;
- $R_{c1} = 2.25$ m ;
- $\cot \alpha = 2$;

- $\gamma_f = 0.4$ (voir Tableau D.5)
- $a = 9.39 \cdot 10^{-3}$, $b = 21.6$ (voir Tableau D.4).

En utilisant la formule IV.10 on trouve :

$$R^* = \frac{R_c}{T_m \sqrt{g H_s}} = \frac{2.25}{11.3 \sqrt{9.81 \cdot 1.57}}$$

$$R^* = 0.05$$

Notons que $0.05 < R^* < 0.3$ (CETMEF, 2009b)

En utilisant la formule IV.12 on trouve :

$$Q^* = a \exp(-b R^* / \gamma) = 9.39 \cdot 10^{-3} \exp(-21.6 \times 0.05 / 0.4)$$

$$Q^* = 6.8 \cdot 10^{-3}$$

Cela implique qu'en utilisant la formule IV.11 pour déterminer le débit spécifique moyen on trouve :

$$Q^* = \frac{q}{T_m \sqrt{g H_s}} \Rightarrow q = Q^* \times T_m g H_s = 2.09 \cdot 10^{-3} \times 11.3 \times 9.81 \times 1.57$$

$$q = 0.118 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

On remarque qu'avec la configuration choisie, le débit franchis est très important et peut provoquer des dégâts matériels ou la ruine de l'ouvrage.

Matlab nous aide à varier la revanche et la pente du talus pour comparer les résultats sur plusieurs valeurs de ces paramètres, le script de la fonction est sur l'annexe D.

La figure suivante représente les résultats du franchissement pour plusieurs pentes et la revanche.

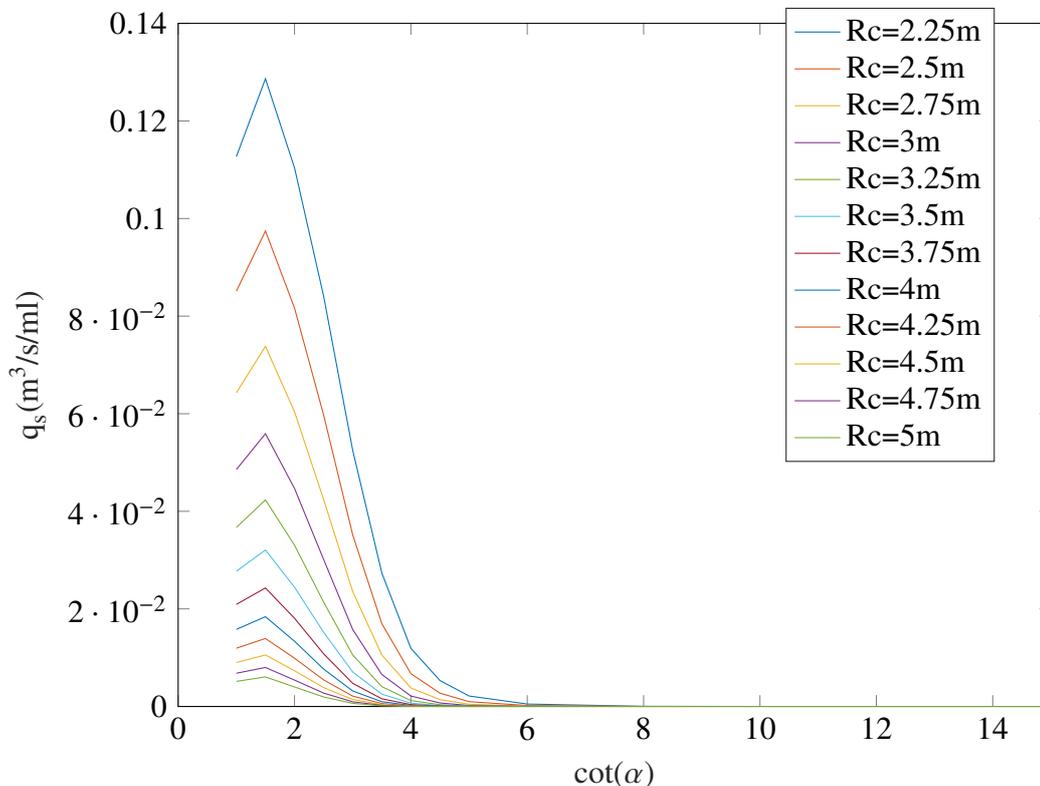


FIGURE IV.10 – Franchissement suivants la pente du talus pour plusieurs revanches

Après analyse sur la faisabilité et aussi la considération économique, on trouve que la revanche $R_c = 3.5$ m avec une pente de 2/1 est la plus optimale pour un débit franchissement de 18 l/s par mètre, en supposant que les ouvrages ont pour un but précis de protéger le rivage. Avec cette considération nous remarquons que le débit est inférieur à $0.05 \text{ m}^3/\text{s/ml}$ donc le risque de franchissement est écarté.

IV.5.4 Calcul de la transmission

L'importance de la transmission de la houle est quantifiée par le coefficient de transmission, C_t , défini par l'Équation IV.13, en termes de hauteur de la houle incidente H_i et la houle transmise H_t .

$$C_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (\text{IV.13})$$

La transmission est calculée souvent pour les ouvrages avec crêtes abaissée. Vu que $R_c/H_c s > 2$ la transmission est donc négligeable (CETMEF, 2009a).

IV.5.5 Calcul du Run Up

Le calcul du run up lorsque celui-ci est face un ouvrage, le principe reste le même c.-à-d. que le calcul repose sur le paramètre d'Iribarren. (GENT, 2001) estime le run up avec déplacement de 2% par la formule suivante :

$$\frac{R_{2\%}}{\gamma_\beta \gamma_f H_s} = \begin{cases} 1.35 I_{r,s,-1} & : I_{r,s,-1} \leq 1.74 \\ 4.7 - 4.09/I_{r,s,-1} & : I_{r,s,-1} > 1.74 \end{cases} \quad (\text{IV.14})$$

Tels que γ_β , γ_f sont respectivement des coefficients de l'attaque de la houle (avec l'angle β de la houle incidente) et le coefficient correcteur selon la nature du talus $\gamma_f = 0.4$ (voir Tableau D.5), et $I_{r,s,-1}$ avec la période $T_{m-1,0}$.

On trouve :

$$I_{r,s,-1} = 4.9$$

donc ;

$$\frac{R_{2\%}}{\gamma_\beta \gamma_f H_s} = 4.7 - \frac{4.09}{4.9} = 3.86$$

L'influence de l'attaque de la houle oblique a été présenté par le (CETMEF, 2009a) comme suit :

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022 |\beta (^{\circ})| \quad : \quad 0^{\circ} \leq |\beta| \leq 80^{\circ} \quad (\text{IV.15})$$

Ici la houle qui attaque c'est la houle NO (315°) elle fait un angle de 30° à 45° ; si on prend $\beta = 30^{\circ}$ on trouve :

$$\gamma_\beta = 0.93$$

Donc pour le Run Up ;

$$\frac{R_{2\%}}{\gamma_\beta \gamma_f H_s} = 3.86 \Rightarrow R_{2\%} = 3.86 \gamma_\beta \gamma_f H_s \\ R_{2\%} = 2.29 \text{ m}$$

Cette valeur est inférieure à la revanche donc notre ouvrage n'est pas menacé par le Run Up de la houle.

Remarque : La formule IV.14 la méthode de détermination du Run Up par le TAW (*Technical Advisory Committee on Water*), est applicable pour un paramètre d'Iribarren qui est entre ; $1 < I_{r,s,-1} < 10$ et une pente du talus entre $1/6 < \tan \alpha < 1/2.5$.

IV.5.6 Calcul de la Réflexion de la houle

La houle dominante dans la zone d'étude, c'est la houle NO qui attaque la rive. Pour le calcul de la réfraction (SEELIG et al., 1981) ont présenté une formule liée avec paramètre de déferlement, et basée à l'origine sur une houle régulière

$$C_r = \frac{c\xi^2}{d + \xi^2} = \frac{H_r}{H_i} \quad (\text{IV.16})$$

H_r est la houle réfractée et H_i est la houle incidente. Les coefficients c, d sont liés au talus ;

Tableau IV.3 – Valeurs des coefficients c, d (CETMEF, 2009a)

Talus	c	d
Lisse	0.96	4.80
Enrochement naturel, deux couches	0.64	8.85
Enrochement naturel, une couche	0.64	7.22
Tétrapode	0.48	9.62
Shed ou diodes	0.49	7.94

En appliquant l'équation IV.16 on trouve :

$$C_r = \frac{c\xi^2}{d + \xi^2} = \frac{0.64 \times 4.9^2}{7.22 + 4.9^2} = 0.49$$

Cela implique que :

$$\frac{H_r}{H_i} = 0.49 \Rightarrow H_r = 0.49 \times 1.6 = 0.78\text{m}$$

$$H_r = 0.78\text{m}$$

Notre ouvrage absorbe l'énergie de la houle, presque 50% de la houle est réfléchi.

IV.5.7 Dimensionnement de la carapace

Comme expliqué dans la section IV.3 il existe plusieurs méthodes de dimensionnement notamment Van der Meer et Hudson, nous décidons d'utiliser les deux formules et après comparer les résultats.

a- Formule d'Hudson :

Définissons d'abord les valeurs des paramètres :

- $H_{1/10} = 1.27 H_s = 2 \text{ m}$;
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$; poids volumique moyen des enrochements ;
- $K_D = 2$, pour les houles non déferlantes ;
- $\Delta = (\gamma_s / \gamma_w - 1) = 1.6$, poids spécifique déjaugé ;
- $\cot(\alpha) = 2/1$.

En utilisant la formule IV.3 on trouve :

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times 2^3}{2 \times 1.6^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 1.29\text{t}$$

On prend des enrochements entre 1 et 2 t donc W_{50} moyen est de 1.5t On peut calculer l'épaisseur de la carapace par l'équation IV.17 (CAMINADE, 1995) :

$$e = nk_{\Delta} \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (IV.17)$$

- e : épaisseur de la sous-couche,
- n : nombre de lits, n=2
- k_{Δ} : coefficient tenant compte de la nature de la carapace, (voir Tableau IV.4)
- W_{50} : poids moyen des éléments constitutifs (W_{50}).

Tableau IV.4 – Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces (CAMINADE, 1995)

Nature	Nombre de couche	k_{Δ}	P (%)	K_D
Enrochement	2	1.15	37	4
Bloc cubique Antifer	2	1.02	46	8
Tétrapode	2	1.04	50	8.3
Dolos	2	1	63	22
Accropode	1	1.3	/	10

Application numérique :

$$e = 2 \times 1.15 \left(\frac{1.5}{2.65} \right)^{1/3}$$

$$e = 1.90m \approx 2m$$

Le nombre de bloc dans 1 m² peut ce calculé par l'équation IV.14 :

$$N = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{\gamma_s}{W_{50}} \right)^{2/3} \quad (IV.18)$$

- P : la porosité exprimée en % (Tableau IV.4)

Application numérique :

$$N = 2 \times 1.15 \left(1 - \frac{37}{100} \right) \left(\frac{2.65}{1.5} \right)^{2/3} = 2.11$$

$$N = 2.11 \text{ bloc /m}^2; \text{ donc } 211 \text{ bloc/100m}^2$$

b- Formule de Van Der Meer en eau peu profonde :

Le calcul par la formule de van der meer ce fait par plusieurs étapes.

1. Définir les paramètres de calcul :

- $H_s = 1.6$ m;
- $H_{2\%} = 1.4H_s$ pour les eaux peu profondes ;
- $T_m = 11.3$ s;
- $t_{min} = 7h$ durée de la tempête ; (formule de Bretschneider section II- 7) ;
- $T_{m-1,0} = 10$ s ;
- $P = 0.37$ (37%) ;

- $c_{pl} = 8.4$, $c_s = 1.3$.
2. Le dommage acceptable : En se référant au guide d'encrochement (CETMEF, 2009b) les ouvrages de protection sont susceptibles d'avoir de plus grand dommage que d'autres classes d'ouvrages, donc c'est pour cela qu'on prend un dommage de 6 ($S_d = 6$).
 3. Le Nombre de vagues : Le nombre de vagues peut se calculer simplement par :

$$N = 3600 \times t_{\min}/T_m$$

Application numérique :

$$N = 3600 \times \frac{7}{10} = 2520 \text{ Vagues}$$

On remarque que le nombre de vague appartient au domaine de validité de la formule sur les eaux peu profonde ($N < 3000$; Tableau D.2).

4. Spécifier le type de déferlement : D'abord on calcule le paramètre de déferlement avec l'équation IV.7 et la transition du déferlement avec l'équation IV.6

$$\xi_{s-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi H_s/gT_{m-1,0}^2}} = \frac{1/2}{\sqrt{2\pi \times 1.6/9.81 \times 10^2}}$$

$$\xi_{s-1,0} = 4.9$$

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \tan(\alpha) \right]^{\frac{1}{P+0.5}} = \left[\frac{8.3}{1.3} 0.37^{0.31} 1/2 \right]^{0.37+0.5}$$

$$\xi_{cr} = 2.7$$

Puisque $\xi_{s-1,0} > \xi_{cr}$ donc on utilise l'équation IV.5 ; déferlement gonflant

5. Calcule du nombre de stabilité :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} \xi_{s-1,0}^P$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.3 \times 0.37^{-0.13} \left(\frac{6}{\sqrt{2520}} \right)^{0.2} \left(\frac{1}{1.4} \right) \sqrt{2} \times 4.9^{0.37}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.62$$

$$D_{n50} = 0.617$$

6. Calcule du poids moyen de l'encrochement : Le poids de l'encrochement se calcule avec l'équation IV.19 :

$$M_{50} = \gamma_s D_{n50}^3 \tag{IV.19}$$

Application numérique :

$$M_{50} = 2.65 \times 0.617^3$$

$$\mathbf{M_{50} = 0.62t}$$

Maintenant que nous avons déterminé M_{50} , on peut calculer l'épaisseur et le nombre de blocs au 100m². On trouve :

$$e = 1.4m$$

$$N = 55 \text{ bloc} / 100m^2$$

Remarque :

la carapace des quatre brises lames peut différer sachant que la bathymétrie est variable d'une zone à une autre, donc les profondeurs sont variables ce qui signifie que la houle de dimensionnement peut changer. On remarque que le premier brise lames du côté Est de la zone est implanté à une profondeur de (-1.12 à -1.5m), pour le deuxième brise lame il est implanté à une profondeur similaire (coté musoir gauche) donc la houle de projet change ici, pour le troisième brise lame est implanté à une profondeur de (-2 à -4m) et pour le dernier brise lame comme le deuxième, il est implanté à -2m.

IV.5.8 Comparaison entre les formules Hudson et Van Der Meer

L'influence de la hauteur des vagues, de la densité de l'enrochement et de la densité relative sont égales. Les coefficients sont différents mais, peuvent être facilement comparés. La principale différence réside dans l'influence de la pente. Des équations dans la zone de validité de la formule d'Hudson ($1,5 < \cot \alpha < 4$) révèle que le bon choix des coefficients conduit à un résultat similaire pour la formules de Van Der Meer . Il est évident que pour les pentes très raides (proche à l'angle du repos naturel) Hudson et Van der Meer ne peuvent pas donner un résultat fiable. (VERHAGEN et al., 2017).

Il est recommandé de vérifier le domaine de validité pour chaque formule (Tableau D.2) il est judicieux de faire une analyse de sensibilité, cependant vu que le manque d'information c à d que le calcul de stabilité selon van der Meer a été fait en se basant sur ce qu'il a été évoqué sur le spectre de JONSWAP et la formule semi empirique de Sverdrup-Munk-Bretschneider comme ces valeurs peuvent avoir un impact sur la négligence et le sous-dimensionnement (W_{50} trouvé sur Van Der Meer est assez différent de Hudson).

Il est souhaitable de prendre la valeur de Hudson car il prend pas en considération le dommage, la hauteur $H_{2\sigma}$, la durée de la tempête et le paramètre de déferlement.

IV.5.9 Dimensionnement de la sous couche

Pour le dimensionnement de la sous couche, on prend le poids de la première sous couche $W/10$, donc :

$$W_{sc} = \frac{W_{50}}{10} = \frac{1.5}{10} = 0.15t$$

Donc pour le dimensionnement on prend des enrochements entre (100-500 kg) pour une bonne graduation du filtre. Le calcul de l'épaisseur et le nombre de bloc est le même que l'équation IV.17 sauf, on remplace W_{50} par W_{sc} . On trouve donc :

$$e = 0.55m$$

$$N = 4.05 \text{ blocs /m}^2 \text{ donc ; } 405 \text{ blocs /100m}^2$$

Une sous-couche d'enrochements (100-500 Kg) avec un poids moyen de 300 kg , un nombre de bloc de 405 par 100 m² et une épaisseur de 55 cm. Il n'est pas nécessaire d'ajouté une autre sous-couche car la carapace a un poids de 1 à 2 t . on optera pour une deuxième sous-couche , si la carapace serait en bloc de béton avec des poids supérieur à 4t.

IV.5.10 Dimensionnement du noyau

Pour le dimensionnement du noyau, on reprend le poids de ce dernier à $W_{50}/5000$; c.-à-d. à un poids de 0.3 Kg mais on préfère choisir avec un matériau entre (0-300 kg) pour assurer une bonne graduation du filtre.

IV.5.11 Carapace avec une pente de 3/2

Il est décidé de calculer la carapace avec la formule d'Hudson, on calcule la carapace avec une pente du talus de 3/2 pour voir si le volume de travaux est optimal pour la valeur de 2/1 .

On applique l'équation IV.3 ;

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times 2^3}{2 \times 1.6^3 \times 1.5} = 1.72t$$

Le nombre de bloc et la sous-couche est de

$$e = 2m$$

$$N = 110\text{bloc}/100\text{m}^2$$

Il donc facile a démontré que le talus 3/2 n'est pas optimale par rapport a 2/1 car le nombre de bloc est supérieur à celui calculé avec 2/1. Donc on reste sur la valeur 2/1.

IV.5.12 Vérification de Terzaghi

Entre le noyau et la sous-couche, Afin de limiter l'entraînement des éléments fins vers les couches de matériaux plus gros, on utilise la règle de TERZAGHI. (Equation IV.1).

Pour vérifier le critère de (Terzaghi ,1922) il faut calculer le petit et le plus grand diamètre constituant la couche :

$$\Phi_i = 2 \left(3 \frac{W_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (\text{IV.20})$$

$$\Phi_s = 2 \left(3 \frac{W_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (\text{IV.21})$$

On calcule le pourcentage en diamètre par la formule suivante :

$$D_i = i (\Phi_s + \Phi_i) + \Phi_i \quad (\text{IV.22})$$

L'indice i dans l'équation IV.22 représente le pourcentage en poids de diamètre inférieur à D.

a- Sur la sous-couche (100kg-500kg)

$$\Phi_i = 2 \left(3 \frac{W_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} = \Phi_i = 2 \left(3 \frac{0.1}{4\pi \times 2.65} \right)^{1/3}$$

$$\Phi_i = 0.41m = 410mm$$

$$\Phi_s = 2 \left(3 \frac{W_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \left(3 \frac{0.5}{4\pi \times 2.65} \right)^{1/3}$$

$$\Phi_s = 0.71m = 710mm$$

Donc pour les diamètres :

$$D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0.41) + 0.41 = 0.455m \Rightarrow D_{15} = 455mm$$

$$D_{50} = 0.5 \times (0.71 - 0.41) + 0.41 = 0.56m \Rightarrow D_{50} = 560mm$$

$$D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0.41) + 0.41 = 0.665m \Rightarrow D_{85} = 665mm$$

b- Sur le noyau (0-300kg)

$$\Phi_i = 0$$

$$\Phi_s = 2 \left(3 \frac{W_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \left(3 \frac{0.3}{4\pi \times 2.65} \right)^{1/3} = 0.6m$$

Pour les diamètres :

$$D_{15} = 0.15 \times 0.6 = 0.09m \Rightarrow D_{15} = 90mm$$

$$D_{50} = 0.5 \times 0.6 = 0.3m \Rightarrow D_{50} = 300mm$$

$$D_{85} = 0.85 \times 0.6 = 0.51m \Rightarrow D_{85} = 510mm$$

c- Vérification

$$\frac{D_{15}(SC)}{D_{85}(SC)} = \frac{0.455}{0.655} = 0.69 < 5$$

$$\frac{D_{50}(SC)}{D_{50}(N)} = \frac{0.560}{0.3} = 1.86 < 25$$

$$4 < \frac{D_{15}(SC)}{D_{15}(N)} = \frac{0.455}{0.09} = 5 < 25$$

Donc les conditions du filtre sont vérifiées.

IV.5.13 Butée de pieds

Pour le poids de la butée de pieds il suffit de calculer le poids suivant l'équation IV.23 , (CAMINADE, 1995) :

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \frac{\gamma_s H^3}{\Delta^3 \cot \alpha} \frac{h}{H} \quad (IV.23)$$

Où h est la profondeur au pieds de l'ouvrage, H est la hauteur $H_{1/10}$.

Application numérique :

$$W_b = \frac{0.1}{2} \frac{2.652^3}{1.6^3 \cot \alpha} \frac{1.5}{2}$$

$$W_b = 0.097t$$

Donc on prend une butée avec un poids de 500kg d'enrochement. On peut aussi calculer l'épaisseur avec l'équation IV.17 et le nombre de bloc :

$$e = 0.65m$$

$$N = 23 \text{ blocs } /100m^2$$

IV.5.14 Musoir

Le musoir est soumis à une action agressive de la houle par rapport à l'autre partie de la digue, c'est dû à la diffraction de la houle lorsqu'elle rencontre l'ouvrage. Par ailleurs, l'agressivité accrue des lames sur un musoir peut se traduire en moyenne par une diminution de 20 % du coefficient de stabilité K_D de la formule d'Hudson. Cette valeur moyenne est à pondérer car il est nécessaire de tenir compte de la plus ou moins grande aptitude du bloc à résister aux attaques latérales de la houle.

Les données présentées qui concernent les valeurs de K_D à appliquer dans la formule de Hudson et basées sur $H = H_{1/10}$ (CERC, 1984), sont incluses dans le Tableau IV.5, pour des ouvrages construits avec des enrochements naturels anguleux rugueux et des blocs Tétrapodes.

Tableau IV.5 – Coefficients de stabilité de Hudson pour un dommage nul et un franchissement léger (CERC, 1984)

Matériaux	Pente	Section courante		Musoir	
		Houle déferlante	Houle non déferlante	Houle déferlante	Houle non déferlante
Enrochement	3/2	2.0	4.0	1.9	3.2
	2/1	2.0	4.0	1.6	2.8
	3/1	2.0	4.0	1.3	2.3
Tétrapode	3/2	7.0	8.0	5	6
	2/1	7.0	8.0	4.5	5.5

Donc pour le musoir il faut recalculer le poids dans ce dernier. En utilisant l'équation IV.3 et on remplace K_D par 1.6.

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times 2^3}{1.6 \times 1.6^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 1.6t$$

Il est plus sécuritaire de prendre un enrochement supérieure à celui de la section courante, on prend des enrochement de (2-3t) .

Pour les filtres et le noyau il n'y aura pas d'impact important sur le calcule donc il est préférable de ne rien changer pour homogénéiser la structure.

IV.5.15 Deuxième brise lames

Carapace (section courante)

La carapace reste inchangée ici, car la houle qui est au pied de l'ouvrage est belle et bien la houle à -1.5 m de profondeur c.-à-d. $H_s=1.6$ m. Donc pour la section courante le poids des enrochements est de (1-2t)

Musoirs

Le musoir est soumis à une attaque de la houle à la profondeur -2m, Or à -2m la hauteur $H_s = 1.84$ m. on peut donc calculé le poids des enrochement (équation IV.3).

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times (1.8 \times 1.27)^3}{1.6 \times 1.6^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 2.57t$$

Il suffit de prendre une catégorie d'enrochement entre (2-3t)

IV.5.16 Troisième brise lames

a- Carapace (section courante)

Ce brise lame est implanté dans des profondeur variable entre -2 et -4 m (-4m au niveau du musoir coté droite) donc il est préférable de dimensionner avec la houle a -4m. tel que : $H_s(d = -4m) = 2.93m$

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times (2.93 \times 1.27)^3}{2 \times 1.6^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 8.33t$$

En vue de l'indisponibilité d'enrochement avec un poids de 8 t il faut se tourner vers des blocs en béton artificiel. Il en existe plusieurs variantes de bloc en béton breveté par des entreprises tel que SOGREAH avec leur tétrapode acropode . . . etc.

Les différents blocs de béton sont présentés dans l'annexe D. On remarque que le changement va être par rapport au K_D , le poids déjaugé du bloc et son poids volumique. Pour le poids du béton, on prend $\gamma_s=2.4 \text{ t/m}^3$. Et pour le poids déjaugé $\Delta=1.3$; On décide de prendre un bloc artificiel type tétrapode par son coefficient de stabilité qui est de 7 pour une houle déferlante, mais aussi par son aspect esthétique. Donc :

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.4 \times (2.93 \times 1.27)^3}{7 \times 1.3^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 4t$$

Selon (Sogreah,2007), il existe des tétrapodes avec un poids de 3-4 t donc on peut les prendre. On peut calculer aussi l'épaisseur et le nombre de bloc ;

$$e = nk_{\Delta} \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$k_{\Delta} = 1.04$ selon Caminade voir tableau IV-3 et la porosité est de 50%.

$$e = 2 \times 1.04 \left(\frac{4}{2.4} \right)^{1/3}$$

$$e = 2.46 \approx 2.5m$$

Pour le nombre de bloc ;

$$N = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{2/3}$$

$$N = 2 \times 1.04 \times (1 - 0.5) \left(\frac{4}{2.4} \right)^{2/3}$$

$$N = 1.46 \text{ bloc/m}^2$$

Soit 146 blocs par 100m².

b- Carapace (Musoir)

Selon le guide d'encrochement (CETMEF, 2009a) le coefficient K_D pour un tétrapode dans un musoir pour une houle déferlante cette valeur est de 4.5 ($K_D = 4.5$). Donc :

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.4 \times (2.93 \times 1.27)^3}{4.5 \times 1.3^3 \times 2}$$

$$W_{50} = 6.25t$$

On prend des tétrapodes avec un poids de 7.8t. en se référant de ces qui est au marché (citer une référence).et pour l'épaisseur et le nombre de bloc on a ;

$$e = 2 \times 1.04 \left(\frac{7.8}{2.4} \right)^{1/3}$$

$$e = 3m$$

$$N = 2 \times 1.04 \left(1 - \frac{50}{100} \right) \left(\frac{7.8}{2.4} \right)^{2/3}$$

$$N = 2.28 \text{ bloc /m}^2$$

Soit 228 blocs par 100 m².

c- Sous couche

Comme nous avons procédé pour le premier brise lames, on calcule la sous couche avec $W=W_{50}/10$; et la sous couche se compose d'encrochement naturel.

$$\frac{4}{10} = 0.4t$$

On prend des encrochements de catégorie (0.5 à 1 t) aussi pour couvrir la zone du musoir; ce qui revient à une épaisseur d'encrochements ($W_{moy}=0.75$ t) :

$$e = 2 \times 1.15 \left(\frac{0.75}{2.65} \right)^{1/3}$$

$$e = 1.5m$$

$$N = 2 \times 1.15 \left(1 - \frac{37}{100} \right) \left(\frac{0.75}{2.65} \right)^{2/3}$$

$$N = 0.62 \text{ bloc /m}^2$$

Soit 62 blocs par 100 m².

d- Noyau

On peut prendre un noyau en TVC avec un poids (0-500 kg) pour respecter la graduation du filtre.

e- Vérification de Terzaghi

En utilisant les formules IV.21 IV.22 et IV.23 ; Pour la sous couche (0.5t-1t). On trouve :

$$\Phi_i = 2 \left(3 \frac{W_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} = \Phi_i = 2 \left(3 \frac{0.5}{4\pi \times 2.65} \right)^{1/3}$$

$$\Phi_i = 0.71m = 710mm$$

$$\Phi_s = 2 \left(3 \frac{W_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3} = 2 \left(3 \frac{1}{4\pi \times 2.65} \right)^{1/3}$$

$$\Phi_s = 0.89 = 890mm$$

Donc pour les diamètres :

$$D_{15} = 0.15 \times (0.89 - 0.71) + 0.71 = 0.737m \Rightarrow D_{15} = 737mm$$

$$D_{50} = 0.5 \times (0.89 - 0.71) + 0.71 = 0.8m \Rightarrow D_{15} = 800mm D_{85} = 0.85 \times (0.89 - 0.71) + 0.71 = 0.863m$$

Pour le noyau on a : $\Phi_s = 0.71m = 710mm$

$$\Phi_i = 0$$

$$D_{15} = 0.106m, D_{50} = 0.355m, D_{85} = 0.603m,$$

$$\frac{D_{15}(SC)}{D_{85}(SC)} = \frac{0.737}{0.863} = 0.85 < 5$$

$$\frac{D_{50}(SC)}{D_{50}(N)} = \frac{0.8}{0.355} = 2.25 < 25$$

$$4 < \frac{D_{15}(SC)}{D_{15}(N)} = \frac{0.737}{0.106} = 6.95 < 25$$

Condition est bien vérifiée.

f- Run Up et réflexion de la houle

On calcule le run up suivant l'équation IV.14 ; avec le nombre d'Iribarren :

$$I_{r,s,-1} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_{m-1,0}^2}}} = \frac{1/2}{\sqrt{\frac{2\pi \times 2.93}{9.81 \times 10.3^2}}}$$

$$I_{r,s,-1} = 3.75$$

D'autre pars

$$\frac{R_{2\%}}{\gamma_\beta \gamma_f H_s} = 4.7 - \frac{4.09}{3.75} = 3.61$$

$$R_{2\%} = 3.8m$$

On peut prendre une revanche de 4 m en sachant qu'avec cette dernière, le franchissement est inférieur à 0.018 m³/s /ml.

La réflexion peut se calculer par la formule IV.16, les coefficients c, d changent par rapport au premier brise lames

$$C_r = \frac{c\xi^2}{d + \xi^2} = \frac{0.48 \times 3.75^2}{9.62 + 3.75^2} = 0.28$$

donc ;

$$H_r = 0.28 \times 2.93 = 0.82\text{m}$$

On remarque l'efficacité des blocs en béton (tétrapodes) pour leur absorption de l'énergie par rapport aux enrochements.

g- Butée de pieds

Le poids de la butée est suivant la formule d'Hudson modifié (équation IV.23) ;

$$W_b = \frac{0.1 \gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot H} = \frac{0.1 \cdot 2.65(2.93 \times 1.27)^3}{2 \cdot \frac{1.6^3 \times 2}{2.93 \times 1.27}} = 0.89\text{t}$$

On prend des enrochements de catégorie (0.5 à 1 t)
L'épaisseur et le nombre de blocs deviens :

$$e = 0.75\text{m}$$

$$N = 0.31\text{blocs/m}$$

IV.5.17 Quatrième brise lames

a- Carapace (section courante)

Ce brise lames est implanté dans des profondeurs de -2 m soit la houle est de $H_s(d = 2) = 1.84$, donc pour le poids de la carapace en section courante :

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times (1.84 \times 1.27)^3}{2 \times 1.6^3 \times 2} = 2.063\text{t}$$

On prend une catégorie d'enrochements supérieurs à celle du brise lames n°1 donc (2-3t) ;
L'épaisseur et le nombre de couche deviennent

$$e = 2.25\text{m}$$

$$N = 1.39\text{bloc/m}^2$$

b- Carapace (Musoir)

Comme on a déterminé la stabilité du musoir avec un diminution de K_D de 20% on trouve :

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H_{1/10}^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} = \frac{2.65 \times (1.84 \times 1.27)^3}{1.6 \times 1.6^3 \times 2} = 2.57\text{t}$$

Il suffit de prendre une catégorie supérieure à celle de la section courante soit (3-4 t) avec une épaisseur et un nombre de blocs de :

$$e = 2.5\text{m}$$

$$N = 1.74\text{blocs/m}$$

c- Sous couche

$$\frac{W}{10} = 0.257t$$

On prend une catégorie d'encrochements de 500kg à 1 t .

On trouve une épaisseur de 1.5 m et un nombre de bloc de 62 par 100 m².

d- Noyau

On prend un noyau en TVC de 0 à 500 Kg.

e- La vérification de Terzaghi

Le calcul reste le même par rapport au 3ème brise lames donc c'est vérifié.

f- Run Up et Réflexion de la houle

$$I_{rs,-1} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_{m-1,0}^2}}} = \frac{1/2}{\sqrt{\frac{2\pi \times 1.84}{9.81 \times 10.3^2}}}$$

$$I_{rs,-1} = 4.74$$

$$\frac{R_{2\%}}{\gamma_\beta \gamma_f H_s} = 4.7 - \frac{4.09}{4.74} = 3.83$$

Cela implique que :

$$R_{2\%} = 2.61\text{m}$$

On peut garder la hauteur de 3.75 m pour la revanche. Pour la réflexion, on trouve :

$$C_r = 0.42 \Rightarrow H_r = 0.78\text{m}$$

g- Butée de pieds

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \frac{\gamma_s H_{i..}^3}{\Delta^3 \cot \alpha} \frac{h}{H} = \frac{0.1}{2} \frac{2.65}{1.6^3 \times 2} \frac{2}{1.84 \times 1.27}$$

$$W_b = 0.17t$$

On prend une catégorie d'encrochement de (0.5-1t).

IV.6 Résumé de la première variante

La première variante part sur le principe de protection longitudinale avec une batterie de 4 brise lame d'une longueur de 160 m avec un espacement de 95m et une distance par rapport au trait de côte de 145 m . Le tableau suivant résume le calcul fait précédemment.

Tableau IV.6 – Résumé de la variante n°1

Numéro brise lames	1	2	3	4
Hauteur de la revanche	3.75 m	3.75 m	4.25 m	4 m
Largeur en crête	10 m	10 m	14 m	10 m
Fruit du talus	2/1	2/1	2/1	2/1
Carapace	Enrochements (1-2t) e=2m	Enrochement (1-2t) e=2m	Tetrapode (3-4t) e=2.5 m	Enrochement (2-3t) e=2.25m
Musoir	Enrochement (2-3t) e=2.25m	Enrochement (2-3t) e=2.25m	Tetrapode 7.8 t e=3 m	Enrochement (3-4t) e=2.5m
Sous-couche	Enrochement (100-500 Kg) e=0.55 m	Enrochement (100-500 Kg) e=0.55 m	Enrochement (0.5-1t) e=1.5m	Enrochement (0.5-1t) e=1.5m
Noyau	TVC 0-500 kg	TVC 0-500 kg	TVC 0-500 kg	TVC 0-500 kg
Buté de pieds	Enrochement (500 kg) e=0.6 m	Enrochement (500 kg) e=0.6 m	Enrochement (0.5-1t) e=0.75 m	Enrochement (0.5-1t) e=0.75 m
Coefficient de réflexion	0.49	0.49	0.82	0.78

IV.7 Variante n°2 : Brise-lames immergés et rechargement de la plage

Cette variante repose sur l'avantage que peut avoir un brise lames immergé, à savoir l'atténuation de l'énergie de la houle et réduction du transport sédimentaire et la protection des cotes sableuse par accumulation des sédiments.

Le rechargement de la plage constitue une solution de protection douce du littoral. Son intérêt est de recharger la zone érodée pour élargir le haut estran afin de créer une plage sèche, c.-à-d. non recouverte par les plaines mers.

On propose de projeter des brises lame immergé qui sont aligné (différente de la variante n°01). Implanté dans la profondeur d=-4 m pour absorber le déferlement qui a une hauteur de 2.93 m en période de tempête extrême.

IV.7.1 Prédimensionnement du brises lame

a- Longueur du brise-lames

Des études faites au LCHF (Laboratoire centrale d'Hydraulique de France) montrent pour qu'un brise lames puisse provoquer la formation d'un tombolo il faut que les limites d'expansion de la houle, issues de chacune des extrémités de l'ouvrage se croisent sur le trait de côte, ce qui conduit dans le cas d'une houle normale à la côte avec la relation :

$$l > 1.2(l_c + 0.3L) \quad (\text{IV.24})$$

l : est la longueur du brise lames , l_c est la distance entre le trait de côte et le brise lames et L est la longueur d'onde de la houle incidente.

Ici on projette de ne pas créer des tombolos, pour la recharge des sables. Donc il faut que $l > 1.2(l_c + 0.3L)$, mais aussi $l < l_{cmin}$ qui est la distance minimale entre le brise lames et le trait de côte et $l_{cmax} = 330$ m.

Puisque les brises lames sont alignés à la profondeur $d = -4$ m donc il est facile de déterminer la distance minimale, on trouve après mesure sur Autocad que la distance minimale par rapport à l'emplacement de l'ouvrage est de $l_{cmin} = 260$ m.

Application numérique :

À la profondeur $d = -4$ m ; selon le Tableau C.3 de l'annexe C, la longueur d'onde est de $L = 69$ m. donc ;

$$l < 1.2(260 + 0.3 \times 69)$$

$$l < 336 \text{ m}$$

Et aussi $l < 250$ m donc on décide de prendre

$$l = 200 \text{ m}$$

Si on vérifie avec ce qui a été dit sur la section IV.5.1 le rapport l/l_c est inférieur à 1 donc le tombolo ne se crée pas.

b- Espacement entre les brise-lames

Le LCHF recommande pour qu'il n'y ait pas d'érosion du rivage entre deux brise lames successifs un espacement entre 2 brise lames tel que :

$$e_{bl} < 0.8 \times l_c + 0.5L \quad (\text{IV.25})$$

l_c est la distance entre le trait de cote et le brise lame et L est la longueur d'onde de la houle incidente.

Application numérique :

$$e_{bl} < 0.8 \times 260 + 0.5 \times 69$$

$$e_{bl} < 242.5 \text{ m}$$

On peut conclure qu'avec une longueur de 200 m et un espacement de 240 m le nombre de brises-lames qui sont possibles pour notre zone est de 3.

c- Hauteur du brise lames

La hauteur du brise lames dépend de l'objectif poursuivi, dans la mesure où son efficacité dépend en grande partie de sa cote d'arase qui conditionne la hauteur des houles qui franchissent sans déferler.

Pour un brise-lames submersible on peut estimer que l'amortissement de la houle qu'il provoque est égal à 50% si l'ouvrage est arasé à une côte voisine du niveau de l'eau au repos. Le (CETMEF, 2009a) propose que la stabilité de l'ouvrage augmente si la profondeur est augmentée.

Ici, nous sommes dans une profondeur de -4 m donc on prend une revanche négative mais qui ne s'éloigne pas trop du niveau d'eau. Et aussi pour envisager le passage des bateaux qui ont une empile moyenne. On prend une revanche de -0.75 m . donc :

$$R_c = -0.75 \text{ m}$$

Cela implique que la hauteur du brise lame est :

$$h = d + R_c = 4 - 0.75$$

$$h = 3.25m$$

d- Largeur en crête

Des expériences réalisées sur laboratoire ont montré que si la cote d'arase d'un brise lames doit être abaissée, cette diminution rendant l'ouvrage plus vulnérable à l'arrière et moins efficace lors des tempêtes, cette dernière peut être partie compensée par une augmentation de la largeur en crête, cette condition exprime la relation faite par le (LCHF) :

$$25 - 5Z_a < B < 15 + 5Z_a \quad (\text{IV.26})$$

Z_a : est la cote d'arase de l'ouvrage (m)

B : largeur en crête du brise lames (m)

On trouve ;

$$8.75 < B < 31.25$$

On peut prendre aussi $b = 4 \times H_s$ qui égale à 11.72m ; on prend d'abord une valeur arbitraire de b pour après faire une optimisation par rapport à la transmission de la houle. On peut prendre $b=11$ m.

IV.7.2 Stabilité du brise lames immergé

La crête des ouvrages immergés se trouve sous l'eau, mais la profondeur d'immersion de ces ouvrages est telle que le déferlement de la houle affecte leur stabilité. Les ouvrages immergés sont franchis par toutes les vagues et leur stabilité s'accroît considérablement avec l'augmentation de la profondeur d'immersion dans le cas d'ouvrages non-franchis, la houle affecte principalement la stabilité du talus avant, tandis que dans le cas des ouvrages franchis, la houle affecte non seulement la stabilité du talus avant, mais également celle de la crête et du talus arrière. La taille de l'enrochement présent à ces endroits est donc plus cruciale pour un ouvrage franchi que pour un ouvrage non-franchi. (CETMEF, 2009a)

La carapace d'une digue à crête abaissée peut être divisée en différentes parties. La Figure IV.11 en montre un exemple : talus avant (I), crête (II) et talus arrière (III).

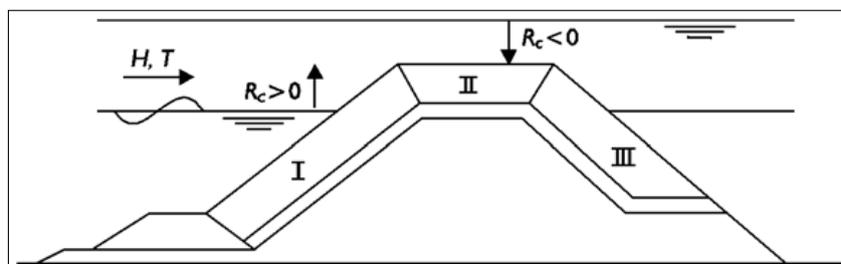


FIGURE IV.11 – Segmentation d'une carapace (CETMEF, 2009b)

a- Carapace du brise lames immergée

(VIDAL et al., 1995) ont élaboré une formule de stabilité pour les ouvrages en enrochement naturel à crête abaissée statiquement stables (semi-émergés ou immergés). Ils ont divisés la couche supérieure de la carapace de la digue en plusieurs zones : le talus avant, la crête, le talus arrière et la section totale et ont utilisé les quatre niveaux de dommage. (Nous allons dimensionner avec des coefficients pour le début du dommage).

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left(\frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \tag{IV.27}$$

R_c : la revanche qui est inférieur à 0 (m)

$H_s/\Delta D_{n50}$: qui est le nombre de stabilité. A, B et C sont des coefficients des courbe de stabilité qui résulte du calcul expérimentale qu'on fait (VIDAL et al., 1995) pour un début du dommage. Le Tableau IV.7 montre les coefficients A, B et C pour les talus avant et arrière, la section totale et la crête de la carapace.

Tableau IV.7 – Coefficients d’ajustement des courbes de stabilité pour le début de dommage

Coefficients	A	B	C
Talus Avant	1.831	-0.2450	0.0119
Crête	1.652	0.0182	0.1590
Talus Arrière	2.575	-0.5400	0.1150
Section totale	1.544	-0.230	0.053

Cette formule a un certain domaine d’application, (VIDAL et al., 1995) ont donné les conditions expérimentales pour le talus tel que $\tan(\alpha)$ doit être égale à 2/3, la densité relative déjaugé à 1.65 et au nombre de vague de 2000 à 3000. Le reste des conditions sont dans le Tableau D.6 de l’annexe D.

Pour le calcul, on s’intéresse à déterminer le diamètre nominal, afin de choisir le type d’enrochement ou de blocs artificiels. Après développement de l’équation IV.27 on trouve que l’équation est au deuxième degrés.

$$AD_{n50}^2 + \left(BR_c - \frac{H_s}{\Delta} \right) D_{n50} + CR_c^2 = 0 \tag{IV.28}$$

Il est donc facile à calculer D_{n50} puis passé au poids W_{50} par l’équation IV.28, on a développé un script Matlab (voir annexe D) pour calculer D_{n50} pour chaque subdivision de la carapace. Sont montrés les résultats dans le Tableau IV.8.

Tableau IV.8 – Stabilité brise lames

Section	D_{n50} (m)	W_{50} (t)	Enrochements choisis
Talus avant (I)	0.87	1.72	(1-2t)
Crête (II)	1.03	2.90	(3-4t)
Talus arrière (III)	0.48	0.29	(500kg-1t)
Section totale	1.02	2.81	(3-4t)

Donc on peut calculer les différentes épaisseurs pour chaque segment de la carapace, notons qu’ici on prend 2 lits pour poser les enrochements mais qu’une seul car l’ouvrage est immergé.

En utilisant l'équation IV.13 pour déterminer les épaisseurs on trouve le résultat suivant :

Tableau IV.9 – Épaisseur des sections

Section	Talus avant (I)	Crête (II)	Talus arrière (III)
e (m)	0.95	1.25	0.75

b- Sous couche et noyau

La sous couche peut être dimensionné par le même principe que la variante 1, c'est-à-dire $W_{50}/10$. On trouve une valeur moyenne des enrochements de (0.4t) donc on la majore pour des enrochements de (0.5-1t). Avec une épaisseur $e = 0.75$ m. Pour le noyau, on prend la valeur de (0-500 Kg).

c- Butée de pieds

La butée de pieds se calcule par la formule IV-20, tel que $W_{bp} = (H_s/10d)W_{50}$; on trouve la butée de pieds, entre enrochements de (500 Kg et 1t).

d- Musoir

Puisque le musoir est immergé donc la diffraction de la houle est quasi nul donc il n'est pas nécessaire d'avoir une carapace plus résistante que la section courante, néanmoins on recouvrera la carapace du musoir par les mêmes enrochements que la crête pour éviter la discontinuité des enrochements si on considère les 3 subdivisions qu'on n'a prises.

IV.7.3 Calcul du coefficient de transmission

Notre variante est un brise lames immergé, donc la notion de franchissement, run up et réflexion, devient obsolète car l'ouvrage étant franchi totalement par toutes les houles. Les ouvrages tels que les digues à crête abaissée (ouvrages immergés ou semi-émergés) transmettent l'énergie de la houle dans la zone qui se trouve derrière eux. L'importance de la transmission de la houle est quantifiée par le coefficient de transmission, C_t . (BRIGANTI et al., 2004) ont utilisé la base de données du projet européen DELOS pour calibrer une relation élaborée par (D'ANGREMOND et al., 1997). Il en a résulté deux formules différentes de C_t (CETMEF, 2009b).

Pour les ouvrages étroits : $B/H_i < 10$:

$$C_t = -0.4 \frac{R_c}{H_s} + 0.64 \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - \exp(-0.5\xi_m)) \quad (\text{IV.29})$$

Pour les ouvrages large $B/H_i > 10$:

$$C_t = -0.35 \frac{R_c}{H_s} + 0.51 \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.65} (1 - \exp(-0.41\xi_m)) \quad (\text{IV.30})$$

- R_c : étant la revanche au-dessous du plan d'eau soit $R_c = -0.75$;
- H_s : la hauteur significative de la houle au pieds de l'ouvrage, $H_s = 2.93$ m ;
- ξ_m : le paramètre de déferlement, (nombre d'Iribarren) calculer par la période moyenne équation IV.7, on prend le talus 3/2 par rapport aux essais expérimentaux sur modèle réduit.

- B : étant la largeur en crête de l'ouvrage, nous allons donner plusieurs valeurs de B pour déterminer le B optimal. Les résultats sont donner sur la Figure IV.12 grâce à un script Matlab.

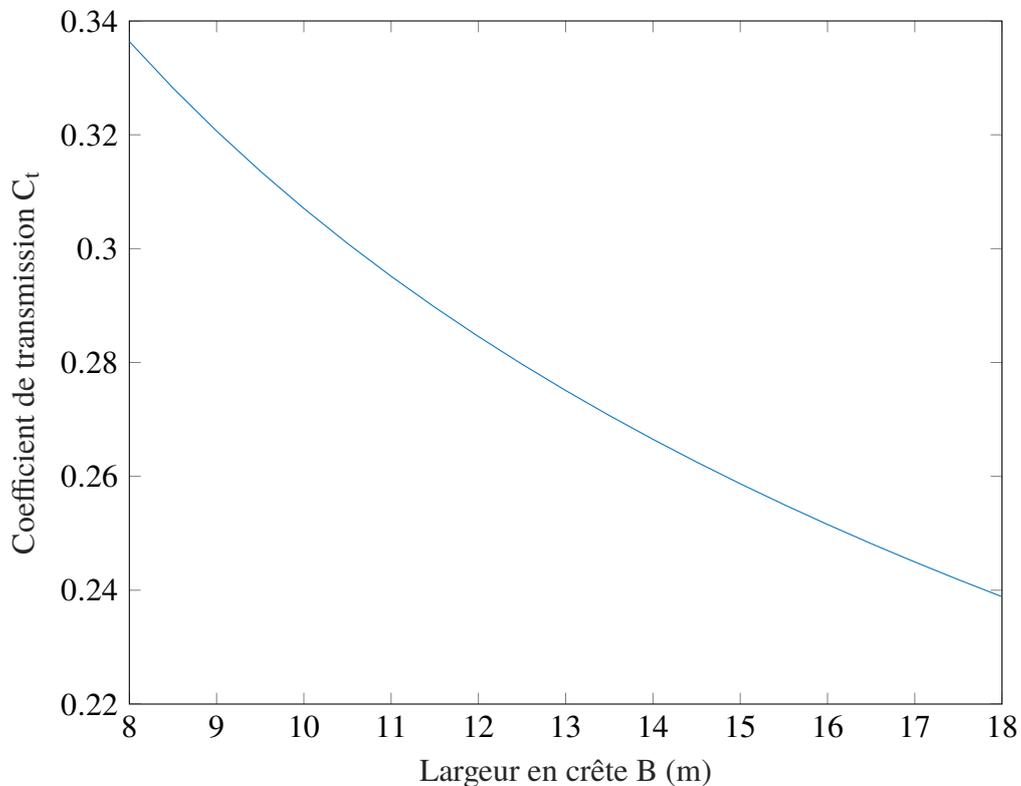


FIGURE IV.12 – Coefficients de transmission

On remarque que pour la valeur B=11m la transmission n'est pas aussi performante par rapport à 14 m donc on choisit une valeur pour la largeur en crête de 14 m. pour B=14 m $C_t = 0.26$. En outre par le biais de l'équation IV.12 $C_t = H_t/H_i$, on peut déduire H_t car $H_i = H_s$ donc ;

$$H_t = 0.78\text{m}$$

Donc la hauteur de la houle qui est transmis après la brise lames est de 0.78 on remarque une perte de l'énergie de la houle de 74%.

IV.7.4 Résumé de la variante n°2

Tableau IV.10 – Dimensions du brise lame immergé

Largeur en crête	Hauteur du brise lames	Talus	Longueur du brise lames	Espacement entre les brises lames
14 m	3.25 m	3/2	200 m	240 m

Tableau IV.11 – Stabilité du brise lames immergé

	Caractéristique du brise lames immergée						
	Carapace			Sous-couche	Noyau	Buté de pieds	Musoir
	Talus avant	Crête	Talus arrière				
Poids (t)	(1-2t)	(3-4t)	(0.5-1t)	(0.5-1t)	TVC (0-0.5t)	(0.5-1t)	(3-4t)
Épaisseur (m)	0.95	1.25	0.75	0.75	1.25	0.75	1.25

IV.8 Comparaison entre les variantes

IV.8.1 Devis estimatif des variantes de protection

On peut déterminer facilement les volumes d'encrochements et de TVC pour chaque variante grâce à l'outil d'aide à la conception et au dessin (Autocad), le Tableau IV.12 résume les quantités de la première variante.

Pour le calcul du cout on procède d'abord par le calcul du volume totale de chaque partie de l'ouvrage puis on le multiplie par le poids spécifique déjaugé. On prend a porosité a 37% et on trouve $\Delta=1.6$. Le prix pour chaque type d'encrochement et de TVC est estimé sur le marché avec incluant la fourniture, transport et mise en place des matériaux (LEM, 2017).

Tableau IV.12 – Estimation des quantités de matériaux

VARIANTE 1				
Type de matériaux	Brise lames	Carapace m^3	Sous-couche m^3	Noyau m^3
Encrochement 1-2t	BRISE LAME 1 ET 2	11340	3932	18504
Bloc artificiel 3-4t	BRISE LAME 3	7513	1966	9252
Encrochement 2-3t	BRISE LAME 4	5670	1966	9252
	Total en m^3	24523	7864	37008
	Total en Tonnes	40462.95	12582.4	48110.4

Tableau IV.13 – Devis quantitatif et estimatif de la variante n°1

N°	Description	QTT (t)	PU (H.T)	Prix total (H.T)
1	Fourniture, transport et mise en place des encrochement (1-3t) pour la carapace	27216	3 000.00 DZD	81 648 000.00 DZD
2	Fourniture mise en place des blocs artificiel type tétrapode	12020.8	4 500.00 DZD	54 093 600.00 DZD
3	Fourniture transport et mise en place des encrochement (0.5-1t) pour les filtres et les sous-couche	12582.4	2 500.00 DZD	31 456 000.00 DZD
4	Fourniture, transport et mise en place du noyau en TVC (1-500Kg)	48110.4	1 700.00 DZD	81 787 680.00 DZD
			Total	248 985 280.00 DZD

Pour la variante n°2, les sections sont subdivisées en crête, talus avant et talus arrièrer les résultats sont les suivants.

Tableau IV.14 – Estimation des quantités de matériaux de la variante n°2

Type de matériaux	Section	Aire m ²	Volume m ³	Volume total m ³
Enrochement (3-4t)	Crête	19.844	3968.8	15875.2
Enrochement (0.5-1t)	Sous-couche	12.23	2446	9784
Enrochement (1-2t)	Talus avant	3.425	685	2740
Enrochement (0.5-1t)	Talus arrière	2.704	540.8	2163.2
TVC (1-500kg)	Noyau	20.133	4026.6	16106.4

Tableau IV.15 – Devis quantitatif et estimatif de la variante n°2

N°	Description	Quantité (t)	PU (H.T)	Prix totale (H.T)
1	Fourniture, transport et mise en place des enrochement (1-4t) pour la Crête de l'ouvrage	19050.24	3 000.00 DZD	57 150 720.00 DZD
2	Fourniture transport et mise en place des enrochement (0.5-1t) pour les filtres et les sous-couche	11740.8	2 500.00 DZD	29 352 000.00 DZD
3	Fourniture, transport et mise en place des enrochement (1-2t) pour Le talus avant	3288	2 500.00 DZD	8 220 000.00 DZD
4	Fourniture transport et mise en place des enrochement (0.5-1t) pour le talus arrière	2595.84	2 500.00 DZD	6 489 600.00 DZD
5	Fourniture, transport et mise en place du noyau en TVC (1-500Kg)	19327.68	1 700.00 DZD	32 857 056.00 DZD
			Total	134 069 376.00 DZD

On remarque que la variante n°1 est 1.8 fois plus chère que la variante n°2. L'aspect "coût" n'est pas juste le seul critère de choix d'une variante.

IV.8.2 Avantages et inconvénients de la variante n°1

a- Avantages :

- Limite la dissipation transversale des matériaux, lorsque des transports importants de sédiments s'effectuent dans le profil ;
- Les ouvrages sont orientés perpendiculairement à l'attaque de la houle ;
- Diminuer l'Energie de la houle permettant aux sédiments en transit de s'accumuler à leur abri ;
- Création de tombolo peut engendrer des espaces ludiques ;
- Le brise lame émergeant peut continuer à défendre le rivage malgré des endommagement important par de forte tempêtes.

b- Inconvénients :

- Coût de réalisation relativement élevé par rapport à la deuxième variante ;

- Une possibilité d'érosion du chemin d'accès en cas de tempête ;
- Un délai de réalisation relativement supérieur par rapport à la deuxième variante ;
- Une difficulté de réalisation car les lignes bathymétriques varient au fil du temps.
- Un point de vue esthétique qui est défavorable.

IV.8.3 Avantages et inconvénients de la variante n°2

a- Avantages :

- Un coût qui est inférieur par rapport à la première variante ;
- Une optimisation des sections de la carapace par rapport à la première variante ;
- Création d'une plage artificielle qui est sollicitée du point de vue touristique car les brises lames sont immergés.
- Constituent un nouveau biotope rocheux qui sont colonisés rapidement par l'espèce végétale et animal ;
- Protection de la cote par accumulation de sédiment.
- Aucune nécessité d'entretien.

b- Inconvénients :

- L'adoption de ce type de configuration peut avoir des implications sur le plan de l'hygiène et de la sécurité, notamment des personnes peuvent tomber devant la plage suspendue et aller dans la zone profonde du côté mer des digues. Il est donc essentiel d'avoir recours à une signalisation et à des marquages. Les bateaux et autres embarcations de loisir risquent également de heurter les éléments immergés s'ils s'approchent trop de l'ouvrage. Là encore, il convient de signaler l'ouvrage convenablement ;
- Le chemin d'accès est largement supérieur à celui de la variante n°1 , donc le risque d'érosion du chemin d'accès est plus important ;
- Contrairement à la variante n°1 , celle-ci laisse passer la houle mais à de faible amplitude. Alors que la variante n°1 a une agitation faible après l'ouvrage.
- Endommagement de la crête avec l'attaque de la houle et difficulté de réalisation.

IV.8.4 Comparaison finale des variantes

Dans cette section nous allons attribuer des points pour chaque catégorie ou l'ouvrages est bon ou moins bon. Tel que les lettres A, B et C désignent respectivement, favorable, peu favorable et défavorable. Le Tableau suivant développe les situations où les variantes sont favorables ou défavorables.

Tableau IV.16 – Comparaison entre la variante 1 et 2

	Variante n°1	Variante n°2
Critère	Batterie de 4 brises lames et apport de sable	Batterie de 3 brises lames immergé et plage artificiel
Réalisation (délai, difficultés...etc)	B	C
Cout de réalisation	C	B
Entretien	A	A
Esthétique	B	A
Impacte	A	A
Total	2A+2B+C	3A+B+C

On décide donc de prendre comme variante finale, la variante n°1 car la variante n°2 a le désavantage de l'implantation du brise lame, en effet à -4m de profondeur, la réalisation devient très complexe et nécessite une main d'oeuvre qualifié et d'engins spéciaux.

IV.9 Résultat et discussion

On a vue donc que la variante la plus appropriée est la variante n°1, ceci dit, il est impératif en premier lieu, de projeter cette variante et la modélisé numériquement, sur des modèles tel que BREAKWAT (pour le calcul approfondis du Run Up), GENESIS (pour le calage du modèle et étudie l'évolution du trait de côte après réalisation de l'ouvrage), ou bien MIKE21 pour étudier la dynamique sédimentaire. En deuxième lieu il est aussi nécessaire de faire la similitude sur modèle réduit (à fond fixe ou à fond mobile) pour voir visuellement l'état de la zone après que l'ouvrage soit érigé. On peut voir aussi la stabilité de l'ouvrage (si le bloc reste ou tombe à travers des essais)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons d'abord affiché tous les ouvrages qui ont pour fonction la protection et la gestion du trait de côte. Et après nous avons projeté des ouvrages qui sont techniquement faisables, mais aussi économiquement réalisables.

La majorité des formules utilisaient sont obtenus de résultats d'expériences en laboratoire à partir d'essais sur modèles réduits avec une analyse de sensibilité pour comparer entre les formules. On a utilisé la formule d'HUDSON car elle est adéquate au type de donnée que nous avons pu avoir. Le prédimensionnement des ouvrages se fait sur plusieurs critères notamment l'interaction entre la houle et l'ouvrage, où se produit des phénomènes physiques tels que la diffraction, réflexion et autres phénomènes de transformation. On a procédé pour un choix optimal pour chaque de ces critères. La variante projetée est une batterie de quatre brise lames, chaque une on une longueur de 160 m, une largeur en crête de 14 m, un espacement de 95 m et une distance de 145 m entre le trait de côte .

Puisqu'on a dimensionné, il est impératif de projeter les ouvrages sur modèle réduit pour remarquer visuellement les phénomènes et corrigé les erreurs. Maintenant que le dimensionnement est fait et que la variante est choisie, on passe vers la phase finale, c'est-à-dire à préparer l'organisation de chantier, et c'est ce que nous allons voir dans le chapitre suivant.

Chapitre V

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Dans les chapitres précédents, il a été mis en œuvre les différentes étapes essentielles à une étude de protection du rivage, une connaissance de la région, une collecte d'information et données nécessaires à l'étude de phénomène physique qui peuvent se passer.

Dès que le prédimensionnement des ouvrages est fait, il est important de faire passer l'ouvrage à des essais sur modèle réduit pour vérifier si notre calcul est juste ou bien une révision des dimensions et la stabilité de l'ouvrage s'impose.

Après que le dossier d'exécution, fournit par le maître d'ouvrage et sois attribué par l'entreprise de réalisation. On commence à préparer le terrain et organisé le chantier de réalisation. C'est ce qu'on va voir sur ce chapitre ou on décrit les étapes d'organisation et le devis finale de la variante choisie.

V.1 Les acteurs principaux du projet

V.1.1 Le maitre d'ouvrage

C'est le propriétaire et le gestionnaire de l'ouvrage après réalisation et le principal financeur du projet. Qui est dans notre cas la direction de travaux publique de la wilaya d'Alger (DTP Alger).

V.1.2 Le maitre d'œuvre

C'est la personne morale responsable de l'étude, d'assister le maitre d'ouvrage dans le dépouillement des offres et d'estimation du devis quantité. Qui est dans notre cas le Laboratoire d'Etude Maritime (LEM).

V.1.3 L'Enterprise

C'est l'entreprise de réalisation et d'exécution du projet. Qui est dans notre cas, la Méditerranéen des Travaux Maritimes (MEDITRAM).

V.2 Travaux de Réalisation

V.2.1 Installation du chantier

V.2.1.1. Localisation et superficie

L'installation du chantier doit être d'un point de vue stratégique non seulement, par rapport à la pose des baraques où les ouvriers se recueillent et le stationnement des engins, mais aussi par rapport à l'aire de stockages des enrochement et blocs artificiels.

En ce référant au chapitre IV, les quantités totales d'enrochements, TVC et blocs artificiels est presque de 100 000 tonnes. Ceux qui se définie selon le (CETMEF, 2009b) comme étant un projet moyen. Pour une telle quantité de matériaux, on doit envisager une aire de stockage qui soit adapté à cette quantité. Selon la disponibilité de l'espace on envisage une aire de stockage de 1 Hectare qui est largement suffisante, en sachant que l'approvisionnement des matériaux est partiel sur le temps. Cette aire est prédisposée de façon longitudinale pour économiser le temps de chargement des engins lorsque on entame à la réalisation du brise lames n°4, c'est-à-dire le brise lame plus loin du chantier.

Pour l'aire du chantier dépendra des ressources humaines et matérielles. Pour les engins, on dénombre 8 pelleteuses, 12 camions, 4 chargeuses sur roues, une grue mobile et un compacteur. Et pour les espaces d'hébergement on compte 8 barrique préfabriquée (bureau, dortoir) et une station d'approvisionnement d'essence avec un réservoir de 10 m³. On peu prendre une superficie du chantier de 3000 m² (Figure V.1).



FIGURE V.1 – Localisation du chantier et de l'aire de stockage des matériaux

V.2.1.2. Equipement du chantier

Pour installer le chantier il faut d'abord faire une voie routière, le terrassement au niveau du chantier, le cantonnement et sécurité, l'assainissement et l'électricité.

V.2.2 Approvisionnement des matériaux

Les travaux de la protection du rivage de verte rive exigent une bonne démarche de réussite et pour le respect des engagements vis-à-vis du maître d'ouvrage, pour ce projet l'approvisionnement des matériaux par l'entreprise de réalisation, tel que celle-ci est propriétaire d'une carrière située à proximité du barrage de Keddara à Boumerdes. qui est non loin de verte rive à moins de 30 Km.

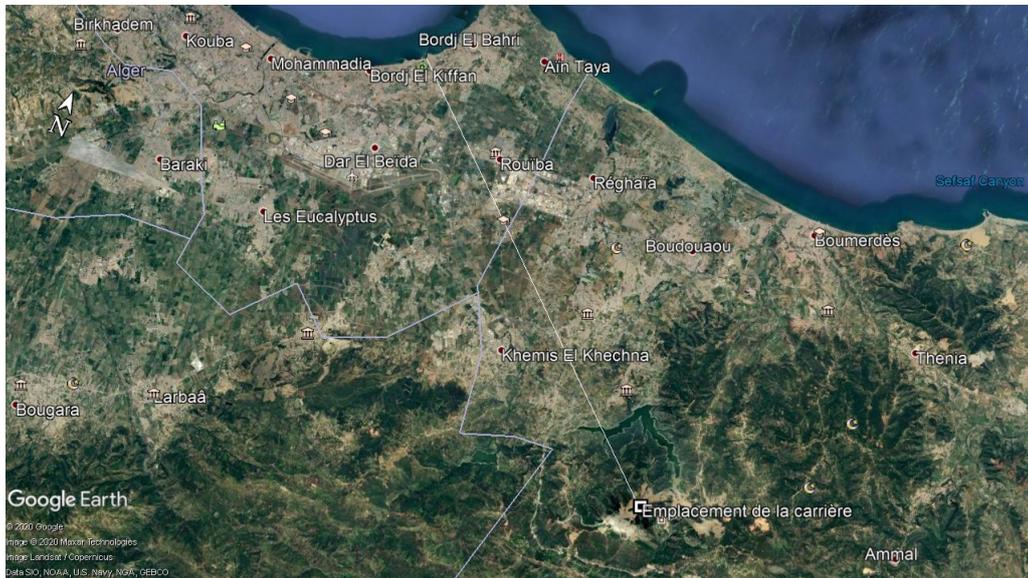


FIGURE V.2 – Emplacement de la carrière de Ammal beni amrane (Boumerdes)

V.2.3 Réalisation des Brises-lames

La réalisation des brises lames se fait sur plusieurs phases rationnelles pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

V.2.3.1. Le cavalier

C'est le chemin d'accès aux engins pour commencer à entamer la conception du brise lame. Donc cette partie est indispensable à la construction de l'ouvrage. Le cavalier se compose de TVC, les camions commencent à faire un déversement du TVC après du rivage puis la chargeuse sur pneu commence à avancer en fonction de la profondeur d'eau.

Pour cause d'érosion du cavalier, la pelleteuse commence à poser des enrochements provisoires sur les deux coté du cavalier, ces enrochements sont souvent de catégorie (500-1t), ces derniers ont pour but la protection provisoire du cavalier, car après fin des travaux le cavalier sera supprimé.

La largeur du cavalier doit être raisonnable, de façon à laisser passer les engins soit une largeur de 8m. La longueur du cavalier est selon la distance entre la cote et le brise-lames, on prend une fourchette de 140 à 160 m.

V.2.3.2. Mise en place du noyau

Comme détaillé dans le chapitre IV, le noyau des 4 brise-lames se compose d'un tout venant TVC (0-500Kg). La procédure est casi la même que celle du cavalier, c'est-à-dire que le camion chargeur déverse le TVC à la profondeur du d'implantation jusqu'à la côte Zn du noyau. Ici aussi on envisage une protection provisoire par des enrochements, car la conception du noyau peut durer des mois. La largeur du noyau est aussi respectée à ce que sois adéquat à la circulation des engins (Figure V.3).

Notons que pour régler la pente du talus, les techniciens peuvent adopter à l'aide d'un gabarit en bois ou en acier, avec la pente voulu la pelleteuse commence à régler la pente.

Pour l'axe du noyau, on dispose de bouées implantées par un plongeur pour aider les conducteurs de camion et chargeur à avancer correctement par rapport à ce que le brise lames sois parallèle au trait de côte.

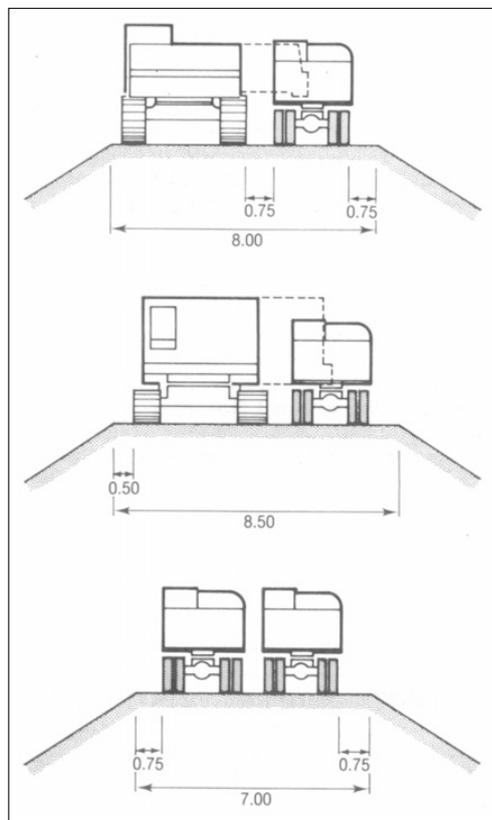


FIGURE V.3 – Largeur nécessaire sur la crête d'une digue (CETMEF, 2009b)

V.2.3.3. Pose de la sous-couche et carapace

Après que le noyau soit terminé, on commence par régler le talus du noyau, donc on doit enlever la protection provisoire. Après que le talus du noyau soit réglé, on commence par la pose des enrochements de la sous-couche et on lui règle son talus pour enfin terminer avec la carapace. On commence le réglage par le musoir côté mer suivie par le talus coté plage.

Dans le cas d'un brise-lames composé d'une carapace de bloc artificiel (dans notre cas tétrapodes), un plongeur est indispensable pour guider le conducteur de la grue a grappin à la pose des blocs.

V.2.3.4. Pose de la buté de pied

Cette dernière se fait soit à l'aide de la grue ou bien de la pelleteuse sur chenille. Les limites de l'ouvrage sont faites par des indicateurs en encre par le plongeur dans le fond.

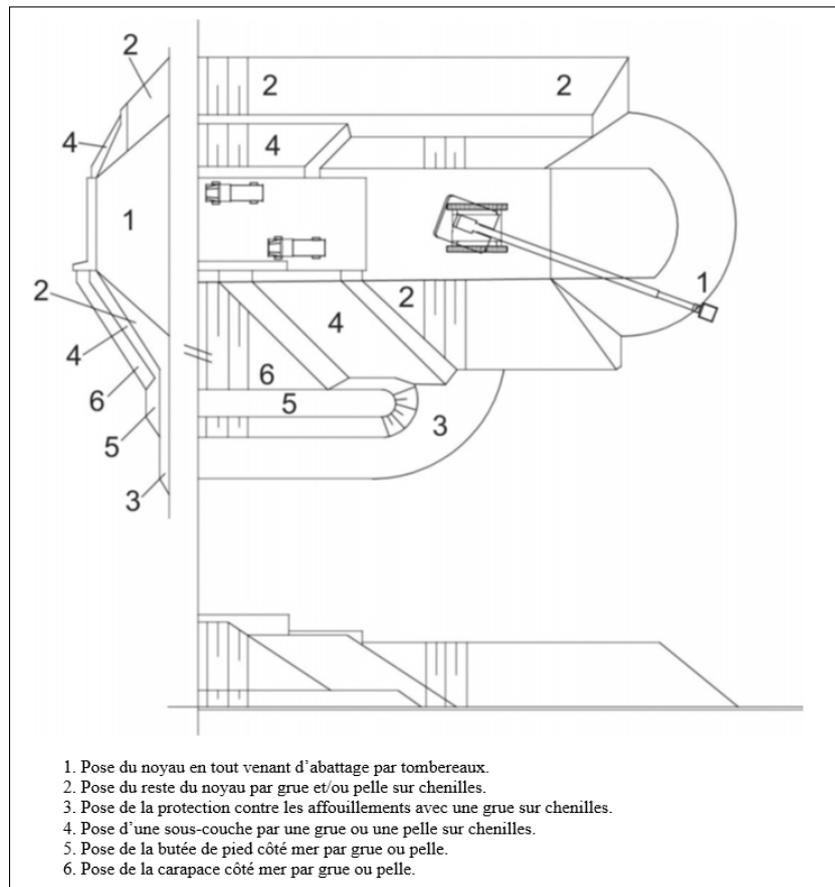


FIGURE V.4 – Vue en plan et de côté et coupe transversale de la construction d'une digue par moyen terrestre. (CETMEF, 2009a)

V.2.3.5. Fermeture du brise lames

Le contact du cavalier et du brise lame doit se fermer donc on commence d'abord par excaver le TVC du cavalier, ce qui nous induira visuellement à voir le noyau du brise lames, la pelleteuse ou la grue pose les enrochements et la carapace, et donc le brise lames est fini.

V.2.3.6. Suppression du cavalier

Pour but de création des tombolos, le cavalier doit être supprimé par excavation à l'aide des pelleteuses, chargeur et remplissage des camions bennes.

V.3 Les moyens du chantier

V.3.1 Les moyens matériels

Ci-dessous le tableau résumant les engins utilisés pour le projet de protection du rivage de Verte Rive.

Tableau V.1 – Vue d’ensemble des types d’équipements avec les gammes de puissance, de masse, de capacité et de largeur

Engins	Nombres	Puissance du moteur (hp)	Poids à vide (t)	Capacité (m^3)	Largeur effective (m)
Pelleteuse sur chenille	8	352,6	44.9	2.1	3.6
Chargeuse sur pneus	4	235	17.5	4.5	3.016
Grue câble équipée d’un grappin (mobile)	1	150	50	65	4.30
Camion bennes (tombereau)	12	415	23	16	2.90

V.3.2 Les moyens humains

Les principales ressources humaines pour un projet de telle sorte :

1. Un Chef de projet ;
2. Un ingénieur d’exécution ;
3. Deux conducteurs de travaux ;
4. Un topographe ;
5. Un plongeur ;
6. Deux chefs de chantier ;
7. Trois manouvres pour chaque brise lame donc 12 ouvriers.

V.4 La planification

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d’utiliser avec économie la main d’œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l’efficacité de l’action à entreprendre, elle consiste en : Installation des postes de travail ; Observations instantanées ; Analyse des tâches ; Définition des objectifs et des attributions ; Simplification des méthodes ; Stabilisation des postes de travail.

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

1. Méthodes basées sur le réseau ;
2. Méthodes basées sur le graphique.

V.4.1 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l’ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches. Dans notre cas nous disposons et des ressources qui sont capable de créer 4 ateliers pour chaque brise lames.

Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations, le respect des délais de réalisation pour chaque opération. Faire le travail le plus économiquement possible. Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité du matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

Le tableau suivant résume les principales tâches à réaliser sur ce projet.

Tableau V.2 – Les principales tâches et leurs désignations

Travaux	Désignation	Durée (semaine)
Installation du chantier	A	4
Approvisionnement des enrochement (tout catégorie confondue)	B	12
Coffrage et approvisionnement des tétrapodes	C	8
Mise en place du cavalier Brise-lame n°1	D	3
Mise en place du cavalier Brise-lame n°2	E	3
Mise en place du cavalier brise-lame n°4	F	3
Mise en place du cavalier brise-lames n°3	G	4
Mise en place du noyau + protection provisoire BL n°1	H	9
Mise en place du noyau + protection provisoire BL n°2	I	9
Mise en place du noyau + protection provisoire BL n°4	J	9
Mise en place du noyau + protection provisoire BL n°3	K	9
Reprofilage et pose de la sous couche et carapace BL n°1	L	12
Reprofilage et pose de la sous couche et carapace BL n°2	M	12
Reprofilage et pose de la sous couche et carapace BL n°4	N	12
Reprofilage et pose de la sous couche BL n°3	O	7
La pose de la butée de pieds côté mer BL n°1	P	4
La pose de la butée de pieds côté mer BL n°2	Q	4
La pose de la butée de pieds côté mer BL n°4	R	4
La pose des tétrapodes	S	7
La pose de la butée de pieds côté mer BL n°3	T	4
Suppression du cavalier BL n°1	U	4
Suppression du cavalier BL n°2	V	4
Suppression du cavalier BL n°3	W	4
Suppression du cavalier BL n°4	X	4
Fin des travaux	Y	4
Remise du projet au maitre d'ouvrage	Z	2

V.4.2 Détermination du chemin critique

La méthode commence par la construction d'un graphe, appelé graphe PERT (Program Evaluation and Review Technical), à partir de l'échéancier. Ce graphe sera un graphe valué dont les arcs seront les tâches, les valeurs des arcs étant leur durée et les sommets représenteront des états d'avancement du projet, numérotés de 1 à n.

Les paramètres de calcul sont les suivant :

- TR : Temps de réalisation : C'est le temps nécessaire à l'opération pour qu'elle soit réalisée;
 - DCP : Date de commencement au plus tôt. C'est la date ou l'opération peut être commencée;
 - DCP_P : Date de commencement au plus tard. C'est la date ou l'opération doit être commencée;
 - DFP : Date de finition au plus tôt. C'est la date ou l'opération peut être achevée;
 - DFP_P : Date de finition au plus tard. C'est la date ou l'opération doit être achevée;
 - MT : Marge totale. C'est l'intervalle de temps compris entre au plus tôt, et au plus tard.
- tel que :

$$DFP_i = DCP_i + TR$$

$$DCP_j = DFP_i$$

$$DCP_{P_j} = DFP_{P_i}$$

$$DCP_{P_i} = DFP_{P_i} - TR$$

$$MT = DFP_{P_i} - DFP_i$$

Tableau V.3 – Méthode de calcul du chemin critique

Activités	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	4	0	4	0	4	0
2-3	12	4	16	4	16	0
2-4	8	4	12	8	16	4
3-5	3	16	19	19	22	3
3-6	3	16	19	19	22	3
3-7	3	16	19	19	22	3
4-8	4	16	20	16	20	0
5-9	9	19	28	22	31	3
6-10	9	19	28	22	31	3
7-11	9	19	28	22	31	3
8-12	9	20	29	20	29	0
9-13	12	28	40	31	43	3
10-14	12	28	40	31	43	3
11-15	12	28	40	31	43	3
12-16	7	29	36	29	36	0
13-17	4	40	44	43	47	3
14-18	4	40	44	43	47	3
15-19	4	40	44	43	47	3
16-20	7	36	43	36	43	0
20-21	4	43	47	43	47	0
17-22	4	44	48	47	51	3
18-22	4	44	48	47	51	3
19-22	4	44	48	47	51	3
21-22	4	47	51	47	51	0
22-23	4	51	55	51	55	0
23-24	2	55	57	55	57	0

Donc on peut déduire le chemin critique qui est la somme des opérations reliant une marge totale nulle, voir le réseau suivant ; Le chemin critique étant :

$A \rightarrow B \rightarrow G \rightarrow K \rightarrow O \rightarrow S \rightarrow T \rightarrow X \rightarrow Y \rightarrow Z$

Soit une durée de 57 semaine. Une durée de projet d'un an et 32 jours.

ENSH	2020	113
------	------	-----

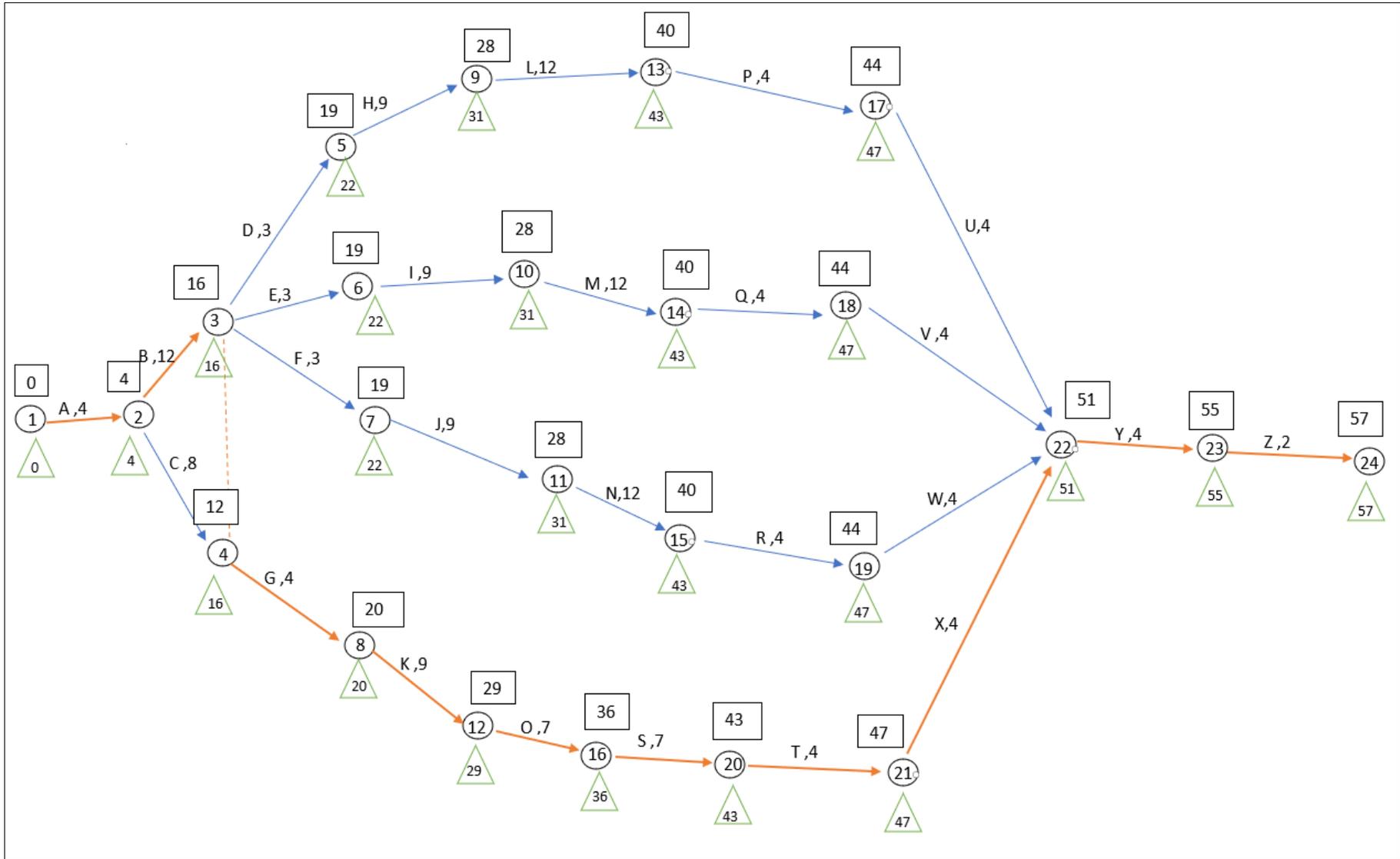


FIGURE V.5 – Réseau à flèches du projet

V.5 Calcul du devis quantitatif estimatif du projet

V.5.1 Principe de base de l'avant-mètre et devis estimatif

L'avant-métré, c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage.

Le devis estimatif est un document présentant les prix des ouvrages à réaliser (LEM, 2017), détaillés dans les devis descriptifs et quantitatifs et le devis quantitatif est un document préparatoire à l'établissement du devis estimatif, présentant l'inventaire des matériaux et produits (détaillés dans le Cahier des clauses techniques particulières) à mettre en œuvre. L'avant-métré détaillé des ouvrages se fait sur la base des plans d'APD.

V.5.2 Estimation des volumes de TVC (0-500kg) pour chaque brise lame

V.5.2.1. Brise-lames n°1 et n°2

a- Section courante :

S : la section du noyau coupe en travers)

$$V_{TVCb} = S \times L; \quad L = 160m$$

$$V_{TVCb} = 5368m^3$$

b- Musoirs :

$$V_{TVCm} = 213.26m^3$$

Donc le volume totale pour les brise-lames 1 et 2 sont :

$$V_{TVC,1,2} = 2V_{TVCb} + 4V_{TVCm}$$

$$V_{TVC,1,2} = 11590m^3$$

V.5.2.2 Brise-lames n°3

a- Section courante :

$$V_{TVCb} = S \times L; \quad L = 160m$$

$$V_{TVCb} = 9168m^3$$

b- Musoirs :

$$V_{TVCm} = 642m^3$$

Donc le volume totale pour les brise-lames 3 :

$$V_{TVC,3} = V_{TVCb} + 2V_{TVCm}$$

$$V_{TVC,3} = 10452m^3$$

V.5.2.3 Brise-lames n°4

a- Section courante :

$$V_{TVCb} = S \times L; \quad L = 160m$$

$$V_{TVCb} = 4582m^3$$

b- Musoirs :

$$V_{TVCm} = 193m^3$$

Donc le volume totale pour les brise-lames 4 sont

$$V_{TVC,4} = V_{TVCb} + 2V_{TVCm}$$

$$V_{TVC,4} = 4970m^3$$

V.5.2.4. Volume des cavaliers (chemin d'accès)

À l'aide des profils au long de chaque ouvrage repris dans la planche, il est facile de calculer le volume des cavaliers, en déterminant la surface entre le plan d'eau et le fond. Ensuite en multipliant par la largeur, qui est de 8m pour justifier la circulation des engins.

$$V_{TTC} = 8 (S_{TC1} + S_{TC2} + S_{TC3} + S_{TC4})$$

$$V_{TTC} = 8(208 + 238 + 267 + 290)$$

$$V_{TTC} = 8024m^3$$

Le volume totale du TVC étant donc la somme de tous les volume calculé précédemment donc :

$$V_{tot,TVC} = 35036m^3$$

On majore cette quantité de 20% pour cas de perte dans le déversement :

$$V_{tot,TVC} = 42000m^3$$

Le poids total peut se calculer facilement en multipliant par le poids déjaugé $\Delta = 1.65$

$$W_{TVC} = V_{tot,TVC} \Delta$$

$$W_{TVC} = 69300t$$

V.5.3 Estimation des volumes d'enrochement (1-4t) pour chaque brise lame

V.5.3.1. Brise-lames n°1 et n°2

a-section courante :

$$V_e = S \times L$$

L étant la longueur du brise lame 160 m et S la section de la carapace et de la sous couche

$$V_e = 10624m^3$$

b- Musoirs :

$$V_{em} = 864m^3$$

c- Buté de pieds :

$$V_{eb} = 246 m^3$$

Donc le volume totale d'enrochement pour les brises-lames 1 et 2 sont :

$$V_{te1,2} = 2V_e + 4V_{em} + 2V_{eb}$$

$$V_{te1,2} = 25200m^3$$

V.5. 3.2. Brise-lames n°3

a- section courante : Pour cette section on prend en considération que la sous couche, car la carapace étant en tétrapodes

$$V_{e,sc} = 7672\text{m}^3$$

b-Musoirs :

$$V_{escm} = 1634\text{m}^3$$

c-Buté de pieds :

$$V_{eb} = 550\text{m}^3$$

Donc le volume totale d'encrochement pour le brise-lames 3 :

$$V_{te3} = 9039\text{m}^3$$

Brise-lames n°4

a- section courante :

$$V_e = 16737\text{m}^3$$

b- Musoirs :

$$V_{e,scm} = 3209\text{m}^3$$

c-Buté de pieds :

$$V_{eb} = 460\text{m}^3$$

Donc le volume totale d'encrochement pour le brise-lames 4 :

$$V_{te3} = 204406\text{m}^3$$

Le volume totale d'encrochement (1-4t) revient à :

$$V_{T,encrochement} = 54654\text{m}^3$$

On le majore de 20% pour inclure les encrochements de protection provisoire :

$$V_{T,encrochement} = 65584\text{m}^3$$

Le poids total revient à :

$$W_{T,encrochement} = 104930\text{t}$$

V.5.4 Calcul du nombre de blocs Tétrapodes

Pour les tétrapodes de 7.8 t nous avons une disposition de 0.9 bloc/m² (musoir) et 1.40 bloc/m² (section courante) il suffit de calculer la surface de la vue de haut de la carapace pour déduire le nombre de bloc respectives.

$$N_{t,s} = S_s * \frac{N}{100} = 2298\text{blocs}$$

$$N_{t,m} = S_s * \frac{N}{100} = 2000\text{blocs}$$

Tableau V.4 – Calcul du devis de la variante n°1

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Totale Hors Taxe (DZD)	
I	Installation du chantier					
I.1	Mise en place des baraque préfabriqué et fourniture Bureautique	U	8	800 000.00 DZD	6 400 000.00 DZD	
II	Remblai du cavalier					
II.1	Fourniture, Transport et mise en place du TVC (0-500Kg)	T	69300	1 200.00 DZD	83 160 000.00 DZD	
II.2	Fourniture, Transport et mise en place des enrochements de protection provisoire (0.5-1T)	T	39346	1 800.00 DZD	70 822 800.00 DZD	
III	Réalisation des brise lames					
III.1	Fourniture, Transport et mise en place du TVC pour le Noyau (0-500Kg)	T	53483	1 700.00 DZD	90 921 100.00 DZD	
III.2	Fourniture, Transport et mise en place des sous-couches en enrochement (0.5-1T)	T	42205	2 500.00 DZD	105 512 500.00 DZD	
III.3	Fourniture, Transport et mise en place de la carapce (1-4T)	T	60000	3 050.00 DZD	183 000 000.00 DZD	
III.4	Fourniture, Transport et mise en place des tétrapodes (7.8 T)	U	2000	6 000.00 DZD	12 000 000.00 DZD	
III.5	Fourniture, Transport et mise en place des tétrapodes (3-4 T)	U	2300	4 500.00 DZD	10 350 000.00 DZD	
IV	Fin des travaux					
IV.1	Déblai du cavalier en TVC	m^3	33600	550.00 DZD	18 480 000.00 DZD	
					TOTAL	580 646 400.00 DZD
					TVA	19%
					TOTAL TTC	690 969 216.00 DZD

Conclusion

Le cout total du projet est estimé à six cent quatre-vingts dix million neuf cent soixante-neuf mille deux cent seize Dinard, on remarque que l'augmentation du cout est dû à l'utilisation des tétrapodes comme carapace.

Le délai du projet peut déplacer 1 an pour cause d'intempéries, effectivement lorsqu'il y a présence de vent la houle aura tendance à faire déplacer les enrochements lors du déversement. Il est donc préférable de stopper les travaux à ce moment-là.

Dans ce chapitre nous avons pu comprendre comment les brises lames sont construit, c'est en suivant une série de tache rationnelle, logique et optimale pour une réussite des travaux .

CONCLUSION GENERALE

La dérive littorale (c'est à dire le transport de sédiments le long du littoral) contrôle la morphologie des plages et détermine en grande partie l'érosion (recul du trait de côte), l'accrétion (avancée du trait de côte) ou bien la stabilité de la côte. La dégradation du littoral que subissent les régions côtières est un problème qui peut être rude, surtout quand il y a une activité humaine qui est non loin de la cote. C'est ce que subit la commune de Borj El Kiffan dans la zone de verte rive, un retrait qui dure depuis plus d'un demi-siècle selon le rapport du laboratoire d'études maritimes (LEM).

Les mécanismes naturels de l'érosion du littoral sont essentiellement liés à la houle et aux courants. Ces courants entraînent avec eux les sédiments, de manière plus ou moins importante. Donc il est impératif d'être au courant des paramètres physiques agissant sur le littoral et d'avoir toutes les données en relation avec la zone. C'est pour cela qu'une recherche documentaire est importante car aussi le dimensionnement des ouvrages hydrotechnique et maritimes sont issus d'essais et de formules faites par des chercheurs, le guide d'enrochement développé par le CETMEF, recueille ces travaux fait par des ingénieurs du domaine côtier. Cela explique l'utilisation courante dans ce mémoire.

Après étude sur le comportement de la houle au large et de la houle vers la cote on a projeté deux variantes de protection et de gestion du trait de côte parmi tant d'ouvrages et de méthodes. Les deux variantes sont basées sur l'impact de l'ouvrage au transport sédimentaire, il ne faut pas oublier que le but de ce mémoire c'est stopper le recul du trait de côte. Au moyen de l'analyse de l'interaction houle-ouvrage, comparaison économique et facilité de réalisation, on à estimer que la variante de protection du rivage de verte rive avec une batterie de quatre brises lames. Ainsi, on a déterminé le coût du projet à l'aide du prix du marché actuelle en se référant sur le dossier d'excursions du LEM.

Malgré l'étude poussée du dimensionnement, dans l'optique de l'optimisation et l'efficacité, une étude sur modèle réduit est envisageable. Cette démarche consiste à simuler réellement les phénomènes physiques et l'ouvrage projeté grâce à un prototype. Deux simulations sont les plus fréquentes, une sur fond fixe pour simuler l'interaction houle-ouvrages et une autre sur fond mobile pour simuler la sédimentation de la zone. Ce travail de mémoire se voulait principalement technique, il serait pertinent de procéder à une étude sur modèle réduit des ouvrages projetés qui investirait des champs tels que la sédimentologie et la stabilité.

Ce mémoire avait pour ambition de donner une solution au recul du trait de cote tout en expliquant chaque démarche de l'étude et en définissant les principes théoriques des paramètres physiques liés à la houle.

Bibliographie

- ARISTAGHES, C. ; ARISTAGHES, P., 1985. *Théories de la houle, houle réelle, propagation de la houle*. Compiègne : STCPMVN.
- BENISTON, Martin et al., 2007. Future extreme events in European climate : an exploration of regional climate model projections. *Climatic Change*. T. 81, n° 1, p. 71-95. ISSN 1573-1480. Disponible à l'adresse DOI : 10.1007/s10584-006-9226-z.
- BONNEFILLE, René, 2010. Mouvements de la mer et leurs risques. *Techniques de l'ingénieur Les aménagements des voies de transport*. T. base documentaire : TIB550DUO. N° ref. article : c4610. Publisher : Editions T.I. Type : base documentaire _eprint : base documentaire : TIB550DUO.
- BORGMAN, Leon Emry, 1963. Risk Criteria. *Journal of the Waterways and Harbors Division*. T. 89, n° 3, p. 1-36. Publisher : ASCE.
- BRETSCHNEIDER, CL, 1970. Wave forecasting relations for wave generation. *Look Lab, Hawaii*. T. 1, n° 3.
- BRIGANTI, Riccardo ; VAN DER MEER, Jentsje ; BUCCINO, Mariano ; CALABRESE, Mario, 2004. Wave transmission behind low-crested structures. In : *Coastal Structures 2003*, p. 580-592.
- CALLAGHAN, D. P. ; NIELSEN, P. ; SHORT, A. ; RANASINGHE, R., 2008. Statistical simulation of wave climate and extreme beach erosion. *Coastal Engineering*. T. 55, n° 5, p. 375-390. ISSN 0378-3839. Disponible à l'adresse DOI : 10.1016/j.coastaleng.2007.12.003.
- CAMINADE, Daniel, 1995. Ouvrages de protection contre la houle. *Techniques de l'ingénieur Infrastructures, environnement et transport par voie d'eau*. T. base documentaire : TIB617, n° ref. article : c4631. Publisher : Editions T.I.
- CAULET, J et al., 1972. Les sédiments organogènes du précontinent algérien.
- CERC, 1984. *Shore protection manual*. Dept. of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.
- CETMEF, 2009a. Conception des ouvrages à la mer. In : *Guide Enrochement : L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Version française du Rock manual (2e édition)*. Compiègne ; Pays-Bas ; Londres : Centre d'études techniques maritimes et fluviales (France) ; CUR building infrastructure ; CIRIA, p. 800-932. ISBN 978-2-11-098518-7.
- CETMEF, 2009b. *Guide Enrochement : L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Version française du Rock manual (2e édition)*. Compiègne ; Pays-Bas ; Londres : centre d'études techniques maritimes et fluviales(france) ; CUR building infrastructure ; CIRIA. ISBN 978-2-11-098518-7. OCLC : 758549240.

- CHAPON, J., 1971. *Travaux maritimes : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes. Dégauchement des accès et plans d'eau des ports*. Eyrolles. Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.
- COLES, Stuart ; BAWA, Joanna ; TRENNER, Lesley ; DORAZIO, Pat, 2001. *An introduction to statistical modeling of extreme values*. Springer.
- D'ANGREMOND, Kees ; VAN DER MEER, Jentsje W ; DE JONG, Rutger J, 1997. Wave transmission at low-crested structures. In : *Coastal Engineering 1996*, p. 2418-2427.
- FALLOT, J.-M. ; HERTIG, J.-A., 2008. Détermination des vents extrêmes à l'aide d'analyses statistiques et de modélisations numériques dans une topographie accidentée en Suisse. *Bulletin de la Société géographique de Liège*. T. 51, p. 31-47. ISSN 0770-7576.
- FEYISA, Gudina L. ; MEILBY, Henrik ; FENSHOLT, Rasmus ; PROUD, Simon R., 2014. Automated Water Extraction Index : A new technique for surface water mapping using Landsat imagery. *Remote Sensing of Environment*. T. 140, p. 23-35. ISSN 0034-4257. Disponible à l'adresse DOI : <https://doi.org/10.1016/j.rse.2013.08.029>.
- GENCARELLI, R. ; TOMASICCHIO, G. R. ; VELTRI, P., 2006. WAVE HEIGHT LONG TERM PREDICTION BASED ON THE USE OF THE SPREAD PARAMETER. In : *Coastal Engineering 2006*, p. 701-713. Disponible à l'adresse DOI : [10.1142/9789812709554_0060](https://doi.org/10.1142/9789812709554_0060).
- GENT, Marcel, 2001. Wave Run-Up on Dikes with Shallow Foreshores. *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-ASCE - J WATERW PORT COAST OC-ASCE*. T. 127. Disponible à l'adresse DOI : [10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2001\)127:5\(254\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2001)127:5(254)).
- GODA, 2003. Revisiting Wilson's Formulas for Simplified Wind-Wave Prediction. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*. T. 129, n° 2, p. 93-95. Disponible à l'adresse DOI : [10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2003\)129:2\(93\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2003)129:2(93)). Publisher : American Society of Civil Engineers.
- GODA, Yoshimi, 1975. Irregular Wave Deformation in the Surf Zone. *Coastal Engineering in Japan*. T. 18, n° 1, p. 13-26. Disponible à l'adresse DOI : [10.1080/05785634.1975.11924196](https://doi.org/10.1080/05785634.1975.11924196).
- GODA, Yoshimi, 2004. Spread parameter of extreme wave height distribution for performance-based design of maritime structures. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*. T. 130, n° 1, p. 29-38. Publisher : American Society of Civil Engineers.
- GODA, Yoshimi, 2010. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. World Scientific. ISBN 978-981-4282-39-0. Google-Books-ID : [v_unn4FtFXsC](https://books.google.com/books?id=v_unn4FtFXsC).
- GRARE, Laurent, 2009. *Étude des interactions océan-atmosphère à proximité immédiate de l'interface : application aux vagues de vent et aux vagues extrêmes*. Thèse de doctorat. Université de la Méditerranée - Aix-Marseille II.
- GUMBEL, Emil Julius, 1953. *Statistics of extremes*. Courier Corporation.
- HAMM, Luc ; MAZAS, Franck ; GARCIA, Nicolas ; BAILLY, Benjamin, 2010. Réconcilier théorie et pratique dans la détermination des houles extrêmes. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. T. 14, p. 127-148. Disponible à l'adresse DOI : [10.1080/19648189.2010.9693208](https://doi.org/10.1080/19648189.2010.9693208).
- HASSELMANN, Klaus et al., 1973. Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deut. Hydrogr. Z.* T. 8, p. 1-95.

- HEUSCH, 1982. Erosion et transports solides dans les zones semi-arides du Maghreb. *SO-GREAH. Proj et RAB*. T. 80, n° 011.
- HOAI, T. Q., 2011. Technical guidelines in sea dike design. *Vietnamese standards 14TCN 130-2002*. Publisher : Ministry of Agriculture and Rural Development.
- HUDSON, Robert Y, 1959. Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *Reprint of the original paper as published in the Journal of the Waterways and Harbors Division of ASCE, proceedings paper 2171*. Publisher : Citeseer.
- IRIBARREN, R ; NOGALES, C, 1950. Generalización de la Fórmula para el Cálculo de los Diques de Escollera y Comprobación de sus Coeficientes. *Revista de Obras Públicas. Madrid*, p. 239-277.
- KAMPHUIS, J William, 2003. *Introduction to coastal engineering and management*. World Scientific.
- KOUTSOYIANNIS, Demetris ; KOZONIS, Demosthenes ; MANETAS, Alexandros, 1998. A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology*. T. 206, n° 1-2, p. 118-135.
- KROON, Aart ; MASSELINK, Gerhard, 2002. Morphodynamics of intertidal bar morphology on a macrotidal beach under low-energy wave conditions, North Lincolnshire, England. *Marine Geology*. T. 190, n° 3, p. 591-608. ISSN 0025-3227. Disponible à l'adresse DOI : [https://doi.org/10.1016/S0025-3227\(02\)00475-9](https://doi.org/10.1016/S0025-3227(02)00475-9).
- LAURIOL, Bernard, 1979. GUILCHER A. (1979) : Précis d'hydrologie marine et continentale, 2e éd., Paris, Masson, 344 p., 207 fig., 16 photos, 17 x 24,5 cm, cartonné. *Géographie physique et Quaternaire*. T. 34, n° 3, p. 386-387. ISSN 0705-7199, 1492-143X. ISSN 0705-7199, 1492-143X. Disponible à l'adresse DOI : <https://doi.org/10.7202/1000430ar>. Publisher : Les Presses de l'Université de Montréal.
- LEM, 2017. *Dossier d'exécution du projet de protection et d'aménagement des sites de beb el oued, la picine el kittani et de verte rive*. Laboratoire d'Etudes Maritimes.
- MAOUCHE, Samia, 1987. *Mécanisme hydrosédimentaires en baie d'Alger (Algérie) : approche sédimentologique, géochimique et traitement statistique*. Thèse de doctorat. Univ. Grenoble.
- MESSILI, Anissa, 2004. *Contribution à l'étude de la biologie et écologie de Venus galina, Baie d'alger*. Magister. Université des sciences et de la technologie houari boumediene (USTHB).
- MEYLAN, Paul ; FAVRE, Anne-Catherine ; MUSY, André, 2008. *Hydrologie fréquentielle : une science prédictive*. PPUR presses polytechniques. ISBN 978-2-88074-797-8.
- MICHE, M., 1944. Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante. *Annales de Ponts et Chaussées, 1944*, pp(1) 26-78, (2)270-292, (3) 369-406. Publisher : École nationale des ponts et chaussées.
- MIHOUBI, Mustapha Kamel, 2017. *HYDRODYNAMIQUE ET AMÉNAGEMENT COTIERS*. OPU. N° 5753. ISBN 978.9961.0.2010.4.
- MUNK, WALTER H., 1949. THE SOLITARY WAVE THEORY AND ITS APPLICATION TO SURF PROBLEMS. *Annals of the New York Academy of Sciences*. T. 51, n° 3, p. 376-424. Disponible à l'adresse DOI : [10.1111/j.1749-6632.1949.tb27281.x](https://doi.org/10.1111/j.1749-6632.1949.tb27281.x).

- OWEN, MW, 1980. Design of seawalls allowing for wave overtopping. *Report Ex. T. 924*, p. 39. Publisher : Hydraulics Research Wallingford, UK.
- PICKANDS III, James et al., 1975. Statistical inference using extreme order statistics. *the Annals of Statistics*. T. 3, n° 1, p. 119-131. Publisher : Institute of Mathematical Statistics.
- puertos.es. **urlalso** : <http://www.puertos.es/en-us/oceanografia/Pages/portus.aspx>.
- RABEHI, Walid ; GUERFI, Mokhtar ; MAHI, Habib, 2018. Cartographie de la vulnérabilité des communes de la baie d'Alger. Approche socio-économique et physique de la côte. *Méditerranée. Revue géographique des pays méditerranéens / Journal of Mediterranean geography*. ISSN 0025-8296. Publisher : Presses Universitaires de Provence.
- RAHMANI, Douadi, 1990. *Analyse du régime de houle sur le littoral Algérien [ressource textuelle, sauf manuscrits] : étude expérimentale des digues à talus*. Alger, Magister. Ecole Nationale Polytechnique.
- SEELIG, William N. ; AHRENS, John P. ; CENTER (U.S.), Coastal Engineering Research, 1981. *Estimation of wave reflection and energy dissipation coefficients for beaches, revetments, and breakwaters*. Fort Belvoir, Va. : U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center ; disponible à l'adresse DOI : 10.5962/bh1.title.47482. Pages : 1-46.
- SORENSEN, Robert M., 1997. Coastal Engineering. In : SORENSEN, Robert M. (éd.). *Basic Coastal Engineering*. Boston, MA : Springer US, p. 1-8. ISBN 978-1-4757-2665-7. Disponible à l'adresse DOI : 10.1007/978-1-4757-2665-7_1.
- SSMO, 1980. *Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO) vol 3 Area 11 (Algiers)*. Naval Weather Service Detachment.
- TALBI, Kheir-eddine ; HANDIS, Kamel, 1993. *Contribution à l'étude de protection et d'aménagement du littoral de Borj-El-Bahri (ex : Alger Plage)*. Magister en vue d'obtention d'un diplôme des études universitaires appliquées en aménagement et protection de l'environnement. Institut des sciences de la mer et de l'aménagement du littoral.
- VAN DER MEER, JW, 1988. Stability of cubes, tetrapods and accropode. In : *Conference Breakwaters88*, p. 71-80.
- VERHAGEN, H. J. ; BOS, J. P. van den, 2017. Breakwater design. *Collegedictaat CIE5308 (draft edition)*. Publisher : TU Delft, Department Hydraulic Engineering.
- VIDAL, César ; LOSADA, Miguel A ; MANSARD, Etienne PD, 1995. Stability of low-crested rubble-mound breakwater heads. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*. T. 121, n° 2, p. 114-122.
- VIGLIONE, Alberto ; HOSKING, Jonathan R. M. ; LAIO, Francesco ; MILLER, Alan ; GAUME, Eric ; PAYRASTRE, Olivier ; SALINAS, Jose Luis ; N'GUYEN, Chi Cong ; HALBERT, Karine, 2020. *nsRFA : Non-Supervised Regional Frequency Analysis*. **urlalso** : <https://CRAN.R-project.org/package=nsRFA>.
- WILLEMS, P., 2000. Compound intensity/duration/frequency-relationships of extreme precipitation for two seasons and two storm types. *Journal of Hydrology*. T. 233, n° 1, p. 189-205. ISSN 0022-1694. Disponible à l'adresse DOI : [https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(00\)00233-X](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(00)00233-X).

WMO, 2000. *Guide de l'analyse et de la prévision des vagues*. ISBN 978-92-63-22702-7.
OCLC : 1018482756.

Annexe A

Tableau A.1 – Moyenne mensuelle des températures moyennes (en °C)

Annee	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece	Annuel
1996	14.3	11.3	13.3	15.2	17.4	21	24.5	25.7	21.6	17.1	15.3	13.6	17.6
1997	13.4	12	11.8	15.5	19.7	22.9	23.9	25.7	24.3	21.2	16.3	13.3	18.4
1998	12	12.4	12.7	15.4	17.8	21.7	24.8	25.7	24.7	17.9	15	11.2	17.6
1999	11.7	10.1	13.9	15.2	20.4	23.3	25.5	27.8	24.6	22.5	14	12.1	18.5
2000	9.1	11.6	13.6	16.5	20.3	22.3	25.9	26.6	23.4	18.9	15.9	13.6	18.2
2001	12.2	11	16.6	15	18.1	23.8	25.4	26.7	23.7	22.5	14.3	10.1	18.3
2002	11.3	11.1	14.1	15.2	18.7	22.9	24.6	25.2	23.1	20	16.1	14	18.1
2003	10.9	10.4	13.7	15.6	18.4	25.4	27.8	28.5	24.1	20.7	16.3	12	18.7
2004	11.5	12.5	13.1	14.9	16.4	22.2	24.8	27.3	24.8	22.3	13.8	12.6	18
2005	8.2	8.8	13.1	15.4	19.4	23.4	25.9	25.3	22.7	20.6	14.4	11.5	17.4
2006	10.1	10.6	14	17.5	21.1	22.9	25.9	25.2	23.5	21.9	17.9	12.9	18.7
2007	11.8	13.6	12.9	16	19.3	22.5	25	26.6	23	19.7	14.3	12	18.1
2008	11.7	12.8	13.3	16.1	18.9	22.1	26.3	26	24.3	20.5	14.3	11.1	18.1
moyen	11.4	11.4	13.6	15.7	18.9	22.8	25.4	26.3	23.7	20.5	15.2	12.3	18.1

Tableau A.2 – Moyenne mensuelle des températures minimale (en °C)

Annees	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nov	Dece	Annuel
1996	9.5	7	7.8	9.9	11.4	15.3	18.2	20.2	15.9	11.2	9.5	8	12
1997	8.5	5.2	4	8.9	14.4	16.8	18.8	20	18.8	15.5	11.5	8.1	12.6
1998	6.2	6	5.8	9.2	12.7	15.4	18.1	19.4	18.8	11.2	9.6	5.3	11.5
1999	6.4	4.8	8.3	7.9	14.2	17.6	18.8	22.4	18.9	16.9	9.2	7.3	12.8
2000	2.1	4.1	6.8	9.9	14.9	16.2	19.6	19.3	17.4	12.9	10.1	7.4	11.7
2001	5.7	4.2	9.2	7.3	11.5	15.5	18.4	20.2	17.6	16.1	9.2	3.7	11.6
2002	4.7	3.5	6.9	8.4	10.9	16.1	18.6	19.5	16.5	13.2	10.5	8.5	11.5
2003	6.3	5.1	7.2	9.6	12.3	18.5	21.6	22.2	18.4	15.7	10.9	6.9	12.9
2004	5.7	6.6	7.9	8.4	11	15.5	18.4	20.9	17.9	15.3	7.7	7.6	11.9
2005	1.6	3.3	7.6	9.4	12.7	16.9	19.2	18.4	16	14	8.7	6.1	11.2
2006	5.2	4.8	7.3	11	15.5	16.3	19.3	18.9	17.4	15.6	11.6	7.9	12.6
2007	5.1	7.8	7.2	11.6	12.3	16.7	18.5	20.2	17.5	14.5	8.7	6.7	12.2
2008	5.3	6.7	6.8	9.1	13.6	15.9	20.4	19.8	18.8	15	9	5.9	12.2
moyen	5.6	5.3	7.1	9.3	12.9	16.4	19.1	20.1	17.7	14.4	9.7	6.9	12.1

Tableau A.3 – Moyenne mensuelle des températures maximales (en °C)

Annee	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nov	Dece	Annuel
1996	19.1	15.6	18.9	20.4	23.3	26.7	30.8	31.1	27.2	23.1	21.2	19.2	23.1
1997	18.2	18.8	19.7	22.1	25	29.1	28.9	31.5	29.8	26.9	21	18.4	24.2
1998	17.9	18.8	19.7	21.5	23	27.9	31.5	32	30.5	24.7	20.4	17.1	23.8
1999	16.9	15.4	19.4	22.5	26.6	29	32.1	33.3	30.3	28	18.8	16.9	24.2
2000	16.2	19.1	20.3	23	25.8	28.4	32.2	33.9	29.4	24.9	21.7	19.9	24.6
2001	18.8	17.8	24.1	22.8	24.7	32.1	32.3	33.2	29.7	28.9	19.4	16.5	25.1
2002	17.8	18.6	21.3	22.1	26.6	29.7	30.6	30.8	29.7	26.8	21.6	19.4	24.6
2003	15.5	15.7	20.1	21.6	24.6	32.2	34	34.8	29.9	25.7	21.6	17	24.5
2004	17.4	18.4	18.4	21.3	21.9	28.9	31.1	33.7	31.7	29.3	19.8	17.5	24.1
2005	14.9	14.3	18.5	21.5	26	30	32.6	32.3	29.3	27.1	20	16.8	23.7
2006	15	16.3	20.8	24	26.7	29.5	32.6	31.4	29.7	28.3	24.1	17.8	24.7
2007	18.5	19.4	18.7	20.4	26.3	28.3	31.5	33	28.6	24.8	19.8	17.2	23.9
2008	18.2	19	19.8	23.2	24.1	28.3	32.1	32.1	29.8	26	19.6	16.3	24.1
moyen	17.3	17.5	20	22	25	29.2	31.7	32.6	29.7	26.5	20.7	17.7	24.2

Annexe B

Tableau B.1 – Hauteurs significative maximal de 1958 à 2001 (source SIMAR 44)

Année	Hs (m)	Tp(s)
1958	5.6	12.3
1959	6.1	11.2
1960	6.3	11.2
1961	5	11.2
1962	5.7	11.2
1963	3.5	9.2
1964	4.8	10.1
1965	6.2	11.2
1966	4.6	10.1
1967	7.2	13.5
1968	5.7	12.3
1969	5.4	10.1
1970	3.9	9.2
1971	3.9	9.2
1972	5.9	11.2
1973	4.6	11.2
1974	4.7	9.2
1975	5.9	11.2
1976	4.5	10.1
1980	7.4	13.5
1981	4.6	9.2
1982	4.8	9.2
1983	4.6	10.1
1984	5.5	12.3
1991	3.4	9.2
1992	4.5	10.1
1993	4.2	12.3
1994	5.9	12.3
1995	5.9	12.3
1996	5.2	10.1
1997	5.6	11.2
1998	5.2	11.2
1999	5.6	10.1
2000	4.7	9.2
2001	5.4	10.1

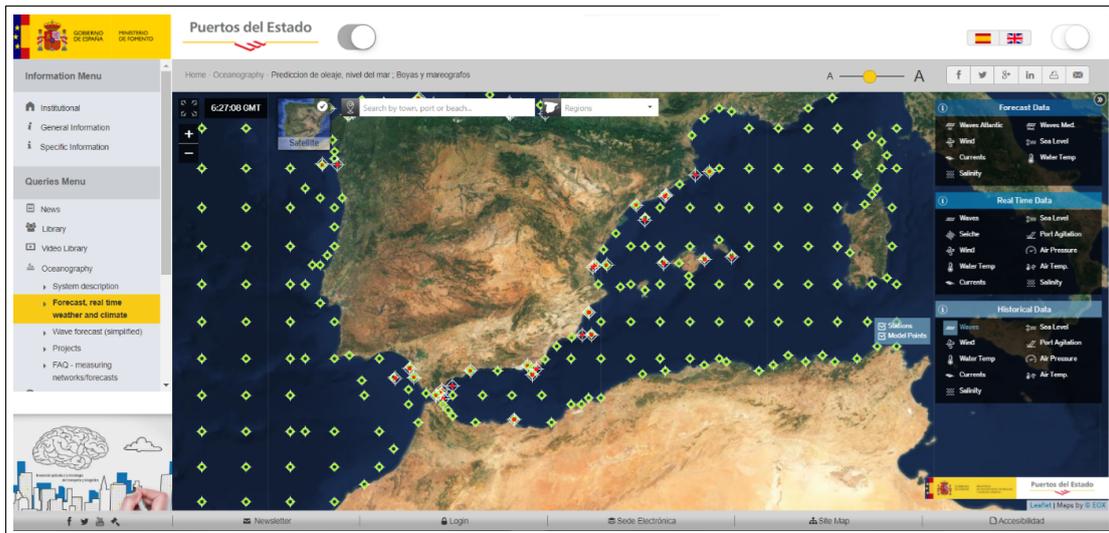


FIGURE B.1 – Plateforme du site web puertos.es

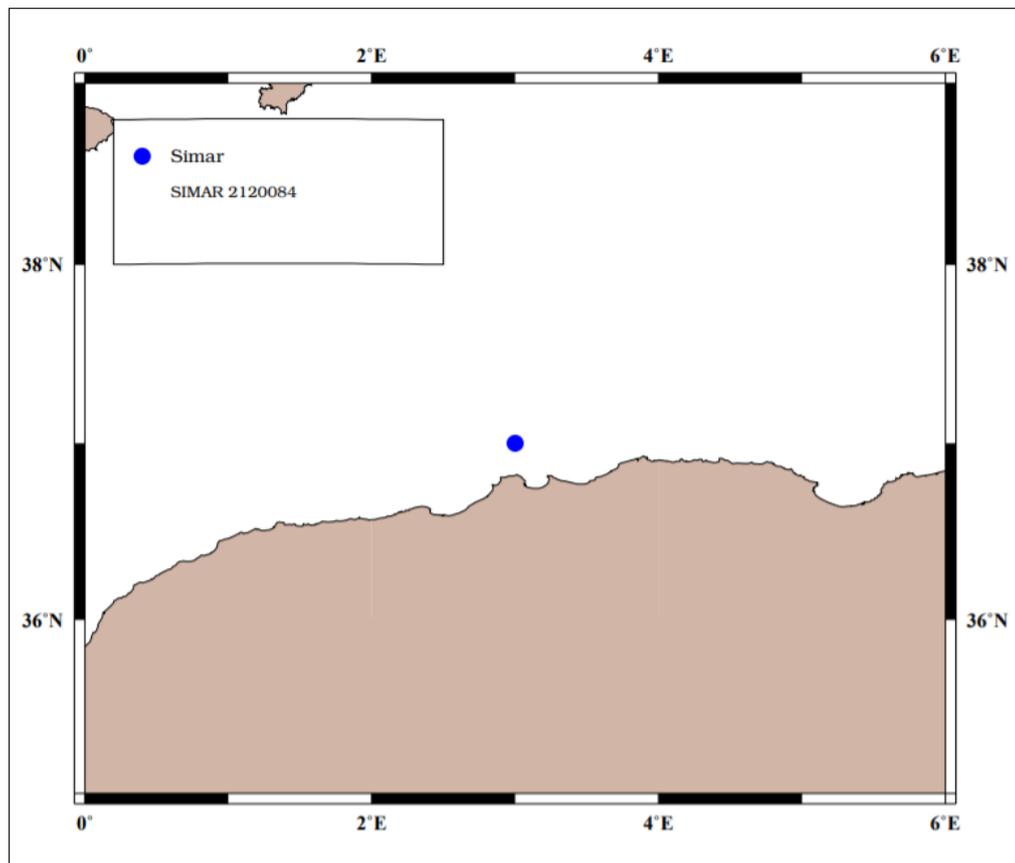


FIGURE B.2 – Situation du point SIMAR par rapport au large algérien

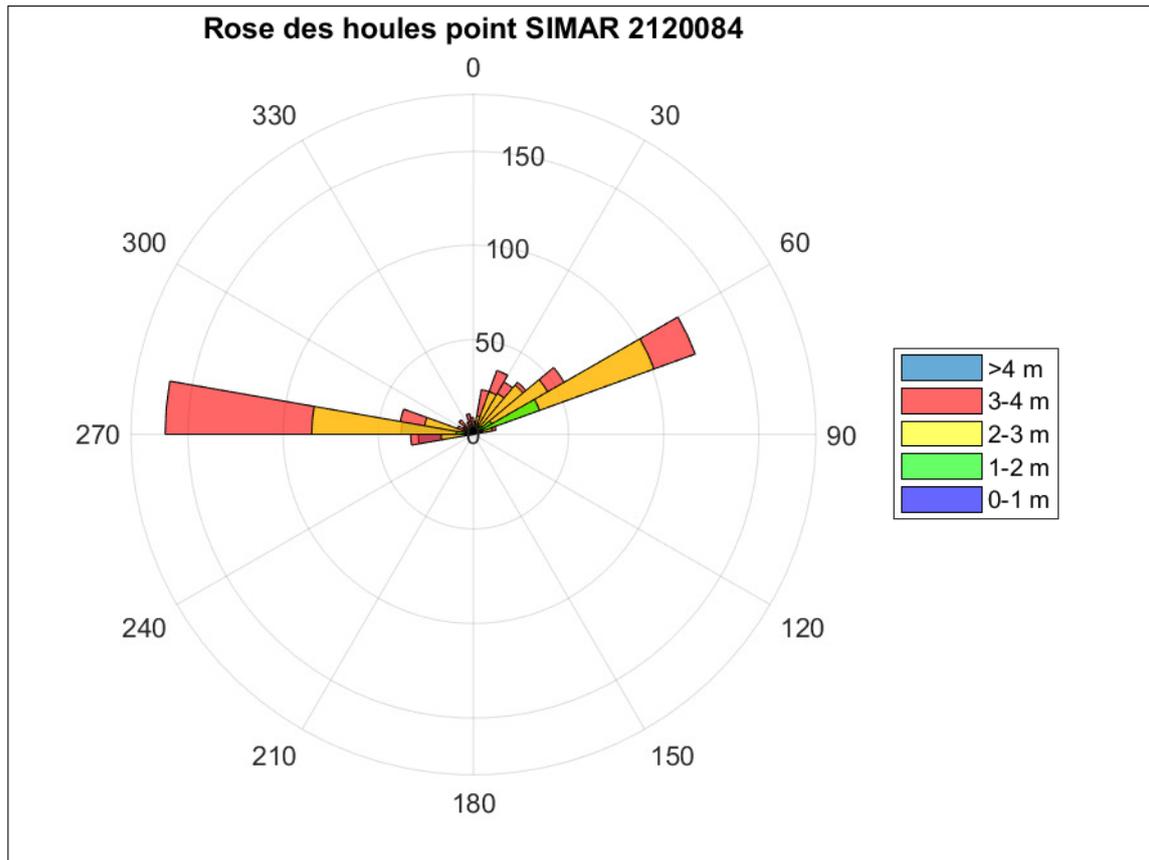


FIGURE B.3 – Rose des houles

Tableau B.2 – Fréquences d'apparition des houles significatives et leur périodes de 1958-2019

Efficacité : 99.60%		Ts (s)											
Années : 1958-2019		=1.0	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10.0	TOTAL
Hs (m)	=0.5	—	0.084	2.336	5.451	6.513	4.436	1.332	0.407	0.125	0.021	0.008	20.713
	1	—	—	0.46	5.039	9.962	11.802	7.646	2.449	0.892	0.428	0.064	38.74
	1.5	—	—	—	0.099	4.52	6.617	5.211	3.049	1.228	0.803	0.298	21.826
	2	—	—	—	—	0.171	3.056	3.185	1.985	0.994	0.522	0.407	10.322
	2.5	—	—	—	—	0.002	0.261	1.531	1.451	0.698	0.328	0.284	4.556
	3	—	—	—	—	—	0.004	0.269	0.901	0.527	0.208	0.13	2.04
	3.5	—	—	—	—	—	—	0.018	0.287	0.41	0.168	0.08	0.963
	4	—	—	—	—	—	—	—	0.06	0.198	0.156	0.054	0.468
	4.5	—	—	—	—	—	—	—	0.003	0.048	0.106	0.048	0.205
	5	—	—	—	—	—	—	—	—	0.006	0.047	0.038	0.091
	5.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.013	0.064	0.077
	TOTAL	—	0.084	2.796	10.59	21.167	26.176	19.192	10.592	5.127	2.8	1.476	100%

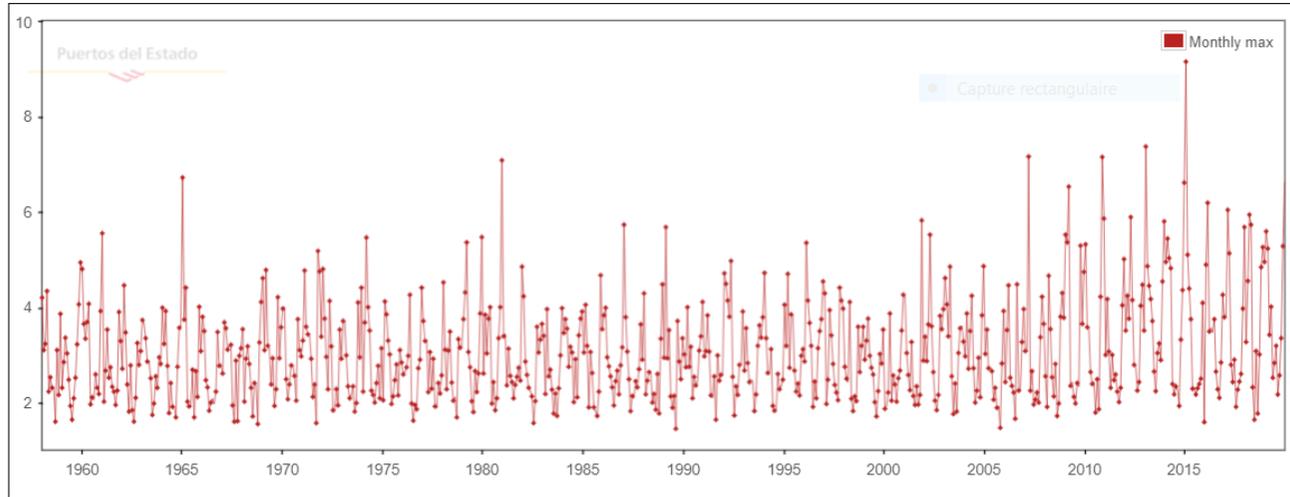


FIGURE B.4 – Hauteur significative (1958-2019) valeurs max mensuel

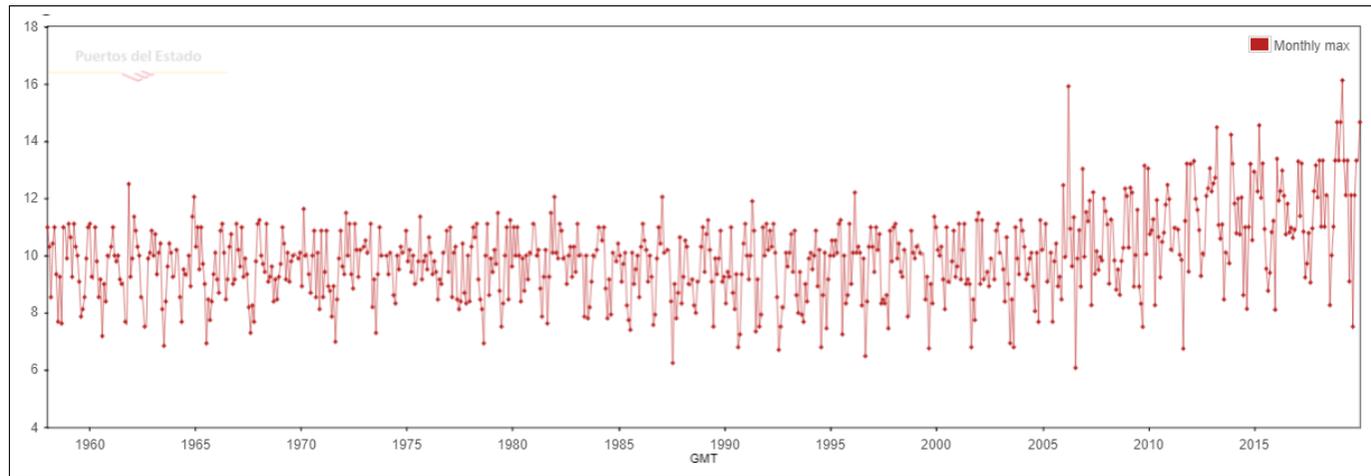


FIGURE B.5 – Période significative (1958-2019) correspondant à Hs de la houle

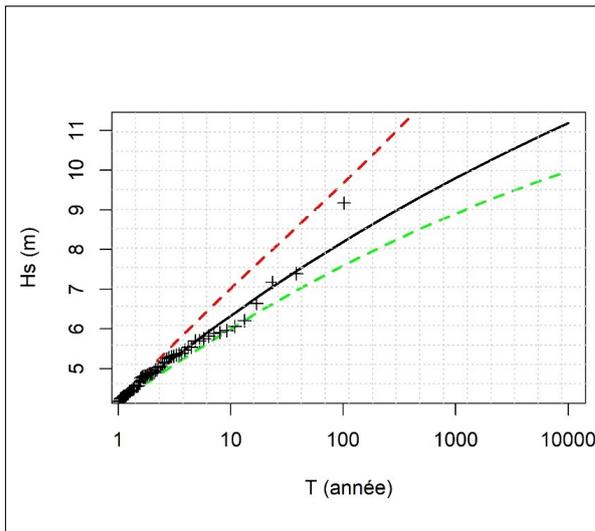


FIGURE B.6 – Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=1$

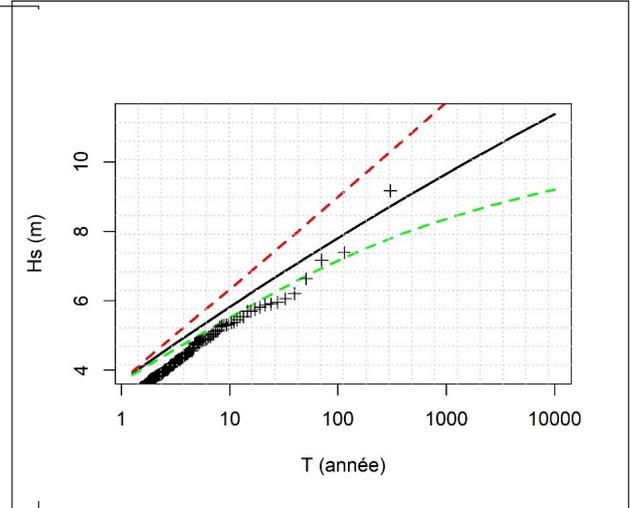


FIGURE B.7 – Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=2$

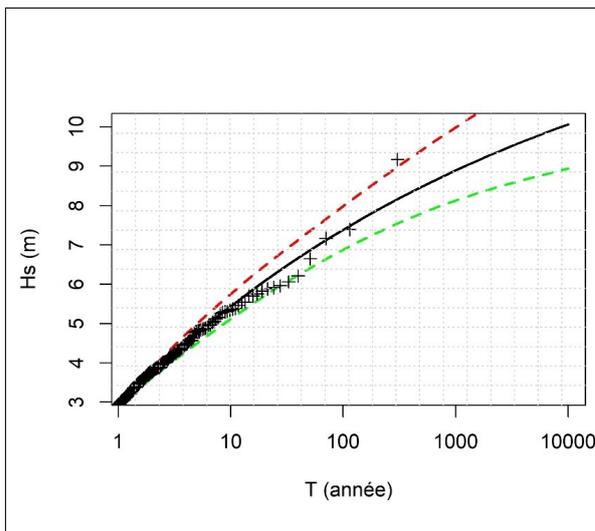


FIGURE B.8 – Ajustement par la loi GPD direction O (270°) $\lambda=3$

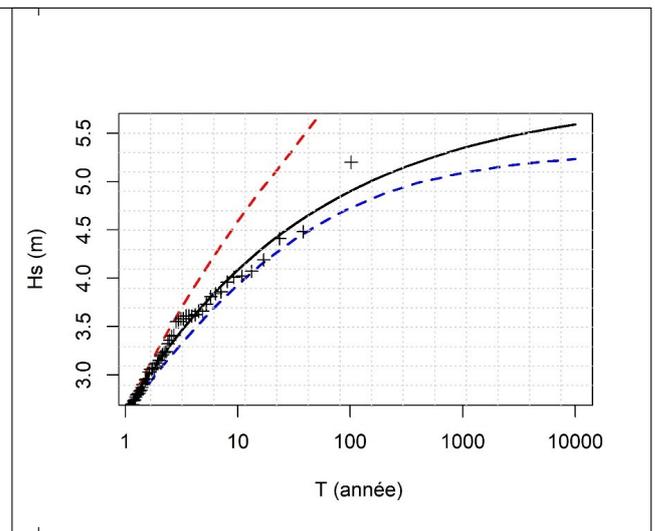


FIGURE B.9 – Ajustement par la loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=1$

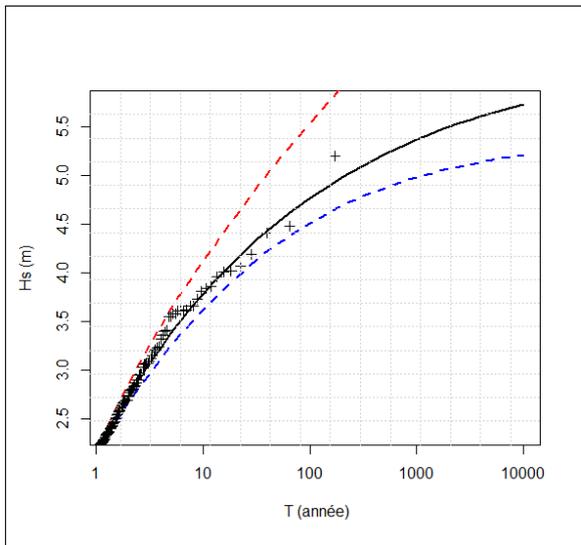


FIGURE B.10 – Ajustement par la loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=2$

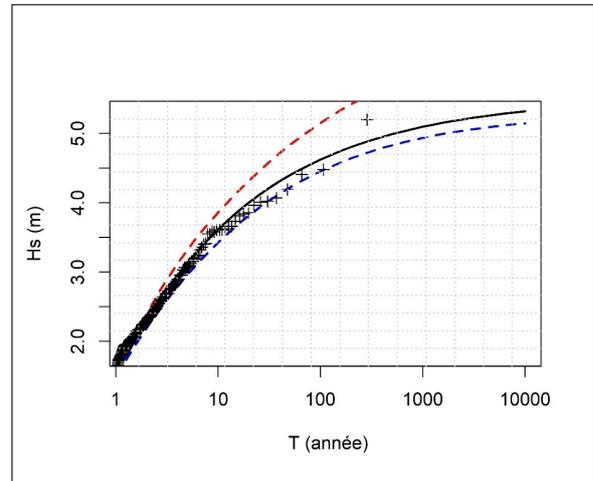


FIGURE B.11 – Ajustement par loi GPD direction ENE (67.5°) $\lambda=2.8$

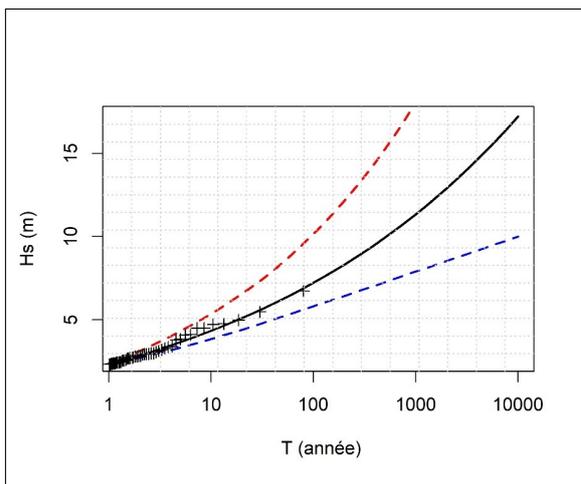


FIGURE B.12 – Ajustement par loi GPD direction NE (45°) $\lambda=1$

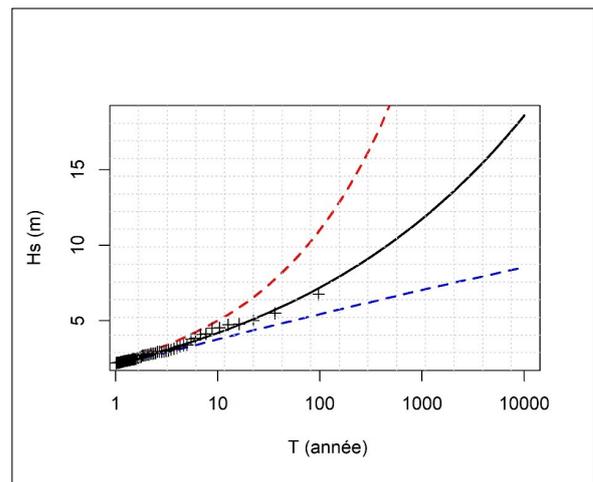


FIGURE B.13 – Ajustement par loi GPD direction NE (45°) $\lambda=1.2$

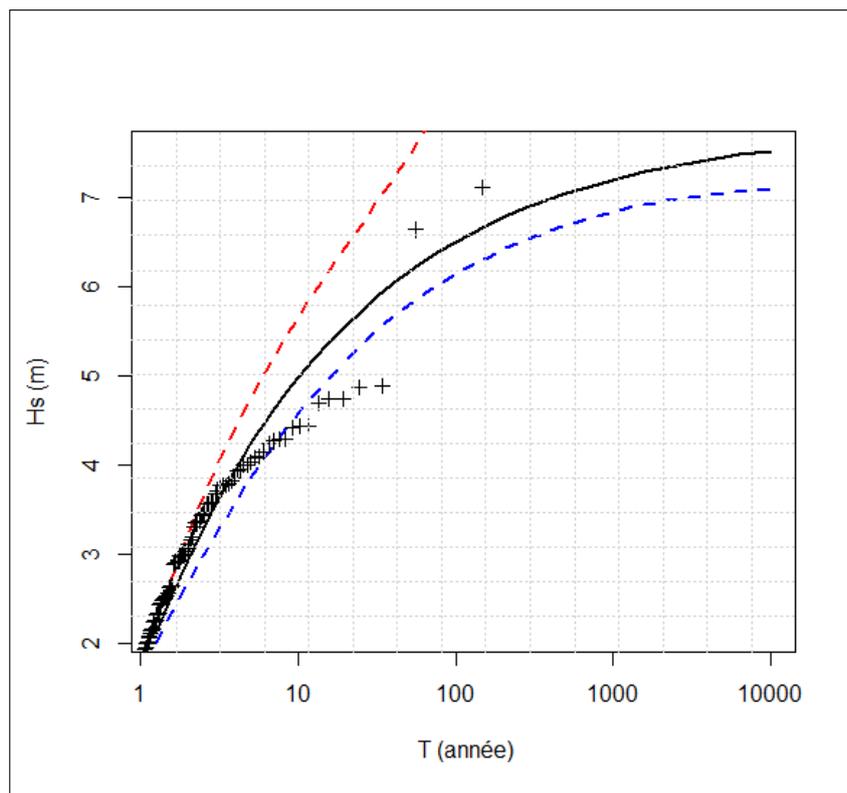


FIGURE B.14 – Ajustement par la loi GPD direction NNE (22.5°) $\lambda=1.79$

Tableau B.3 – Période de retour pour zone de type 1 (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)

Caractéristique de la zone de protection	Période de retour (années)
Zone urbaine industrielle développée : — Surface 100 000 ha — Population 200 000 habitants	150
Les zones rurales ayant développé l'industrie et agriculture : — Surface : 50 000 ÷ 10 000 ha — Population 100 000 ÷ 200 000 habitants	100
Zone rurale et agricole développée : — Surface 10 000 ÷ 50 000 ha — Population 50 000 ÷ 100 000 habitants	50
Zone rurale et agricole moyennement développée : — Surface 5000 ÷ 10 000 ha — Population 10 000 ÷ 50 000 habitants	30
Petite zone rurale et agricole : — Surface 5000 ha — Population 10 000 habitants	$10 < T < 30$

Tableau B.4 – Classification des ouvrages de protection par leur période de retour (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)

Classe de la digue	I	II	III	IV	V
Période de retour en années	150	100	50	30	10T30

Tableau B.5 – classification des ouvrages selon la profondeur d'inondation (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)

Profondeur d'inondation potentielle comparable à niveau d'eau de conception (m)	Classe de l'ouvrage
Supérieur à 3	I-II
Entre 2 et 3	II-III
Entre 1 et 2	III-IV
Inferieure à 1	V

Tableau B.6 – Durée de vie de l'ouvrage selon sa classification (technical guidelines of sea dike design, HOAI, 2011)

Classe de la digue	Durée de vie de l'ouvrage (années)
I-II	100
III-IV	50
V	30

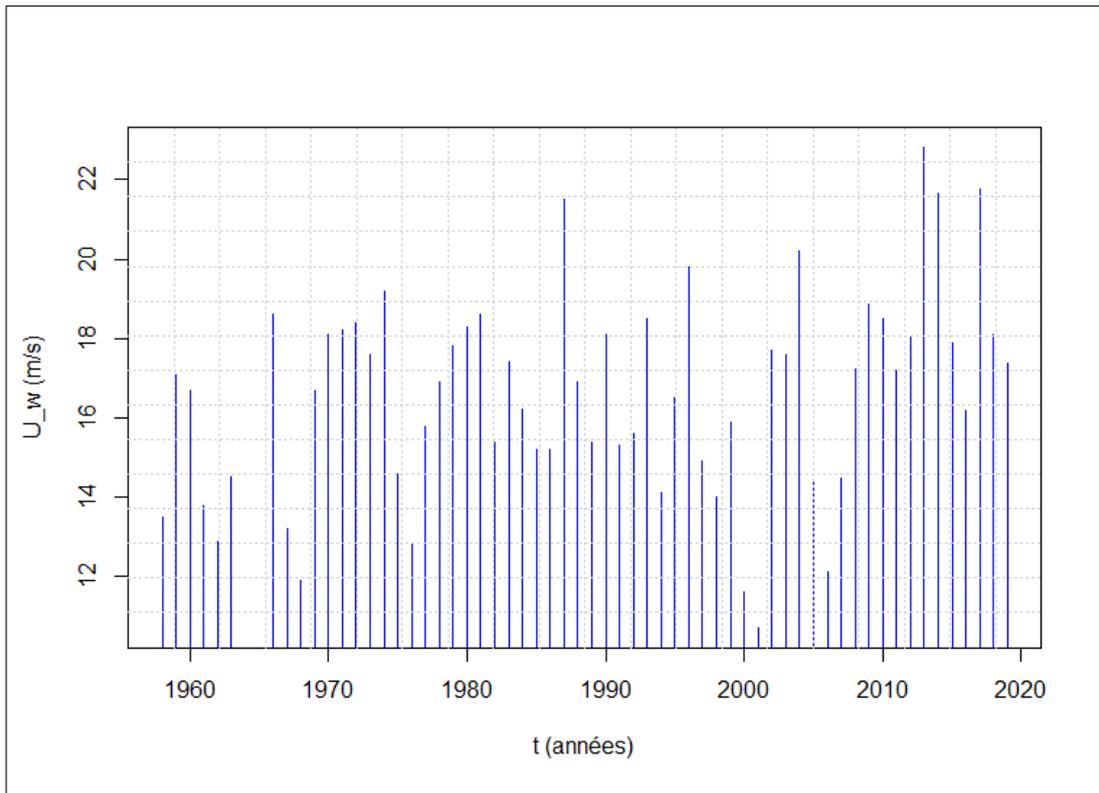


FIGURE B.15 – La vitesse des vents maximal annuel direction O (270°)

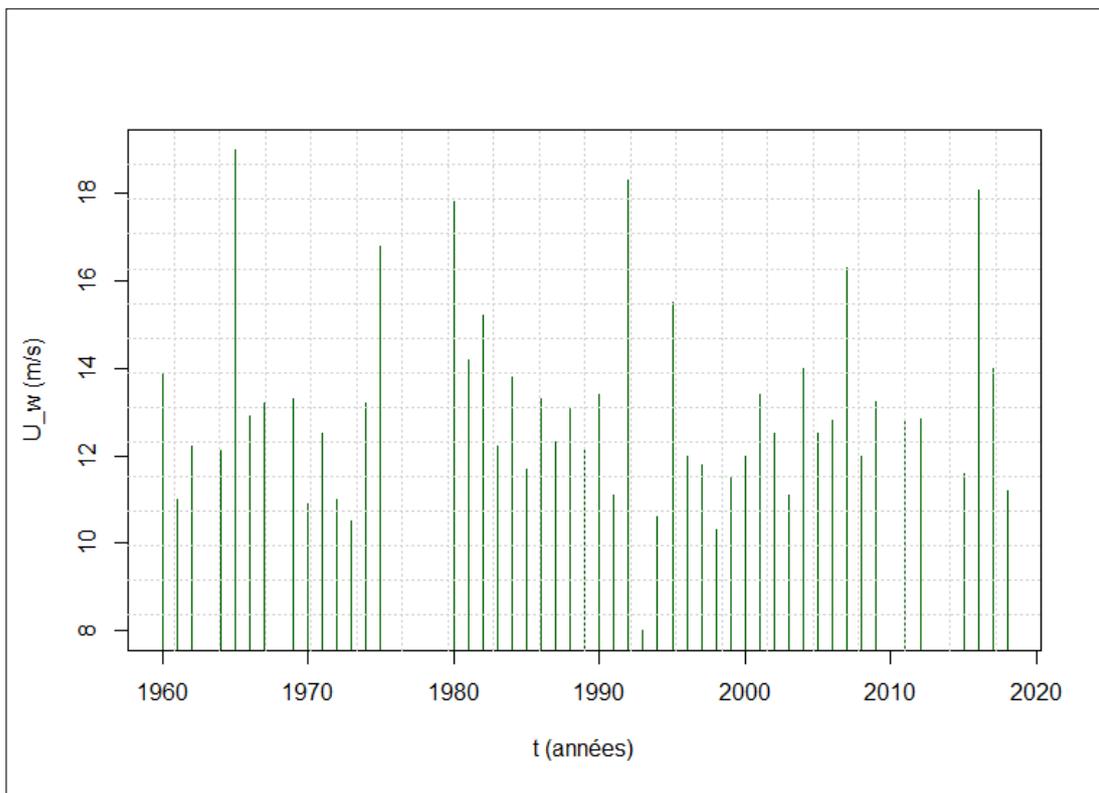


FIGURE B.16 – La vitesse des vents maximal annuel direction NE (45°)

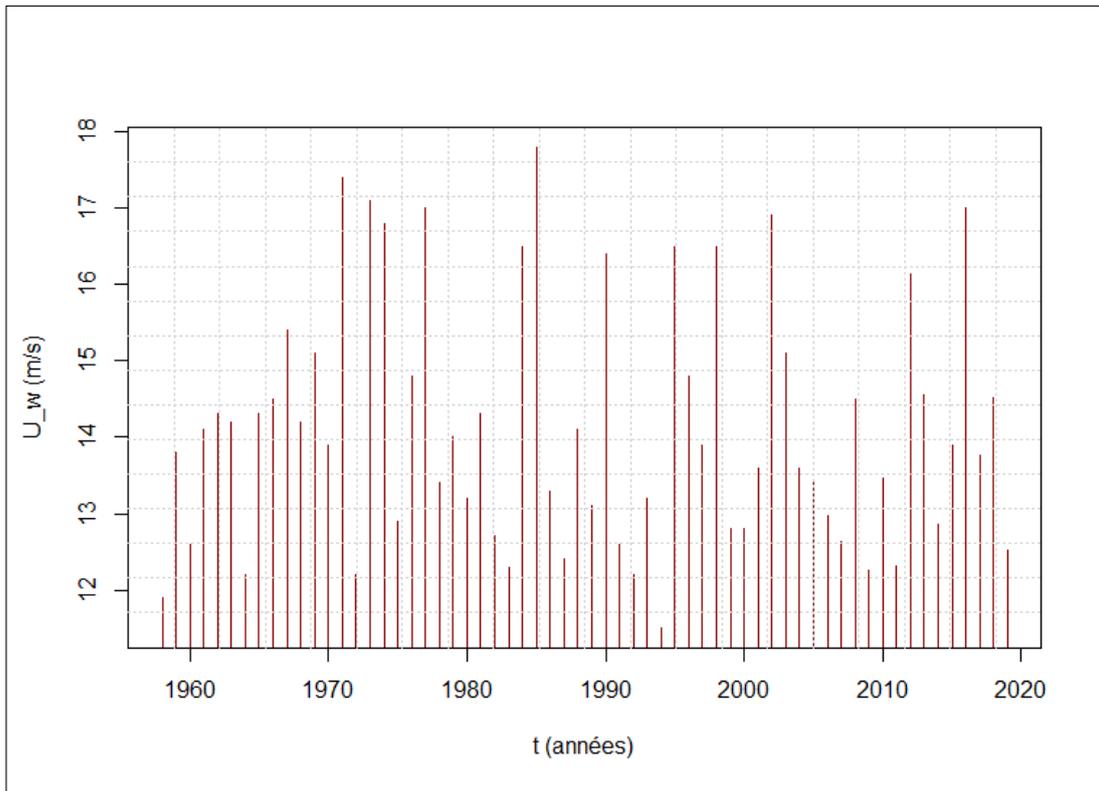


FIGURE B.17 – La vitesse des vents maximal annuel direction ENE (67.5°)

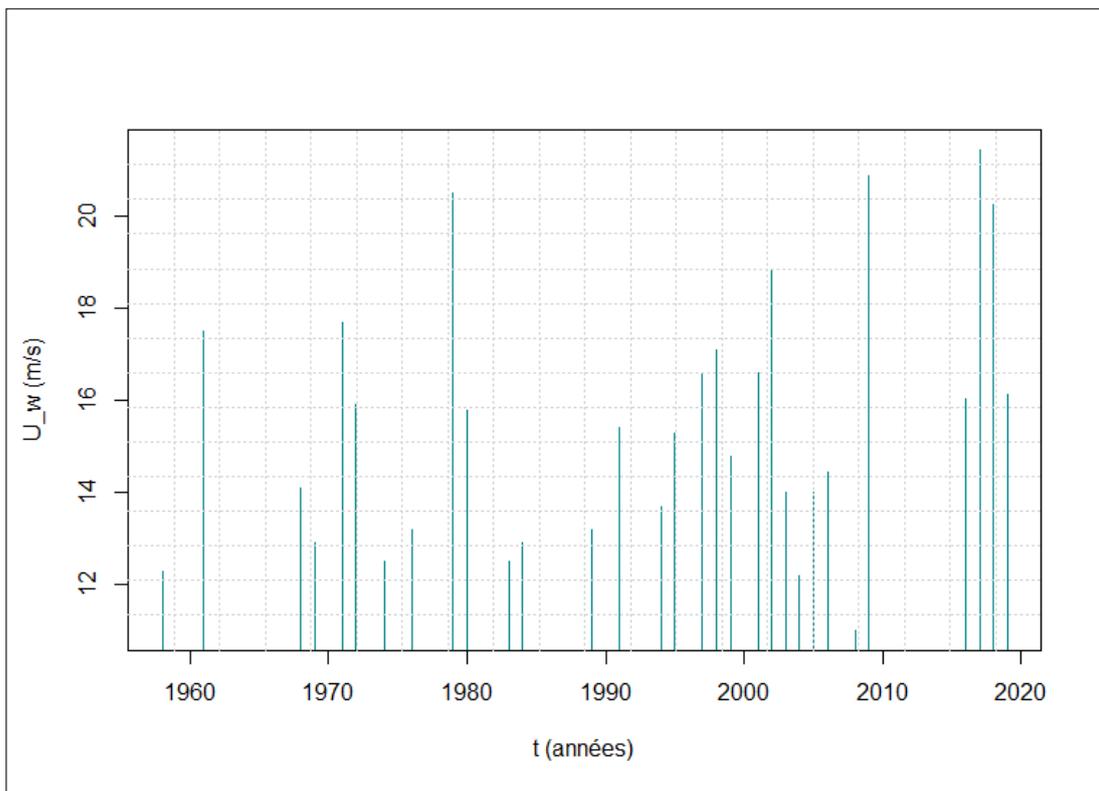


FIGURE B.18 – La vitesse des vents maximal annuel direction NO (315°)

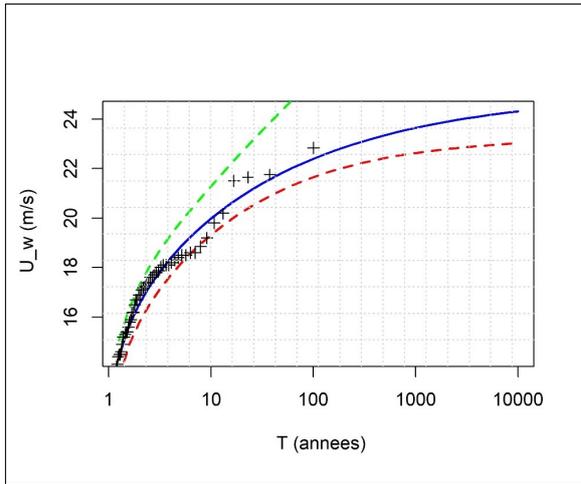


FIGURE B.19 – Ajustement par la loi de GEV direction O (270°)

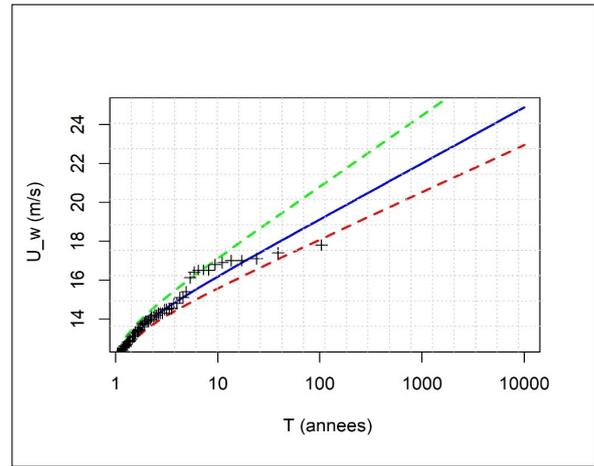


FIGURE B.20 – Ajustement par la loi de Gumbel direction NO (315°)

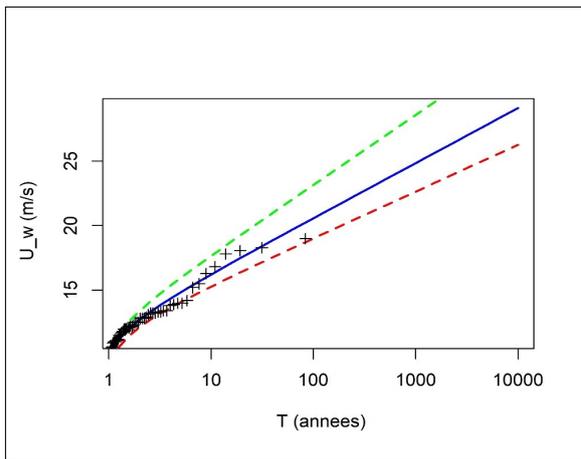


FIGURE B.21 – Ajustement par la loi de GEV direction NE (45°)

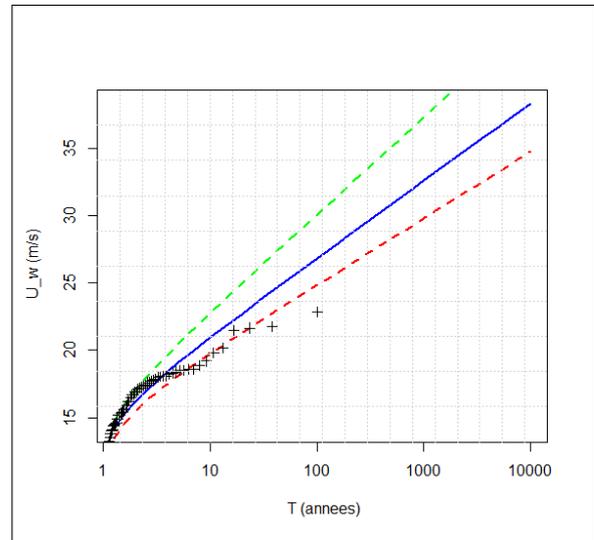


FIGURE B.22 – Ajustement par la loi de Gumbel direction ENE (67.5°)



FIGURE B.23 – Les différents Fetch suivant les direction O,NO,ENE,NE (Google Earth Pro)

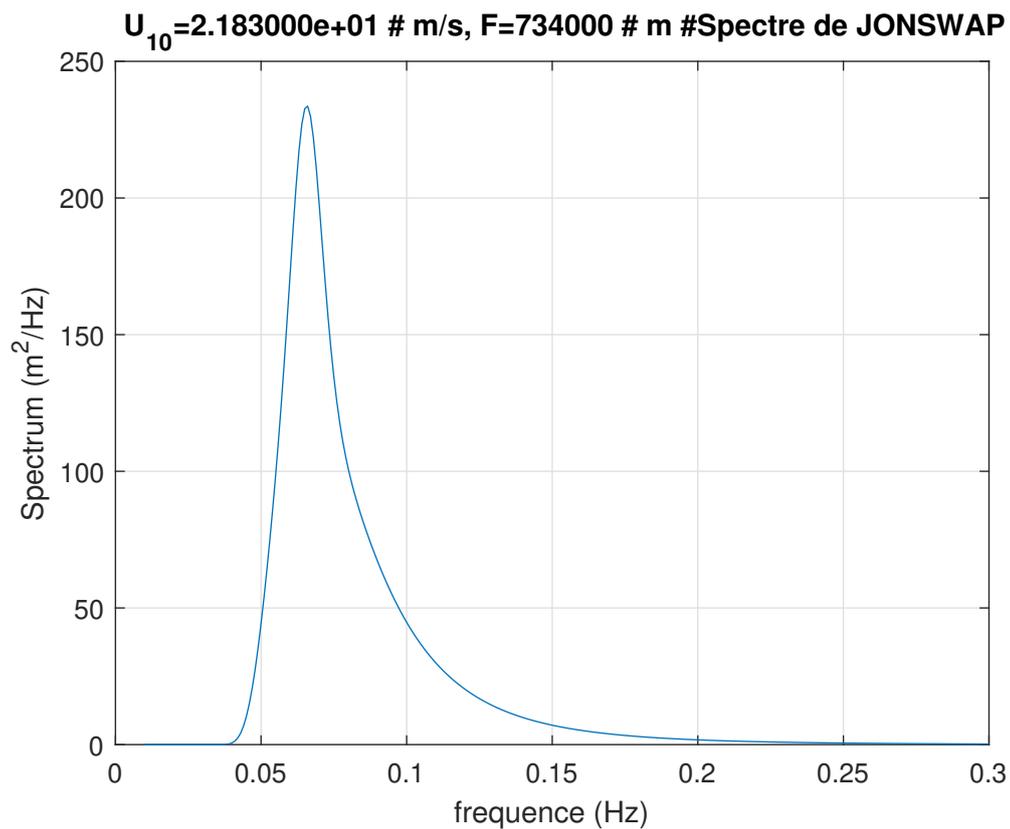


FIGURE B.24 – Spectre JONSWAP pour la direction O (270°)

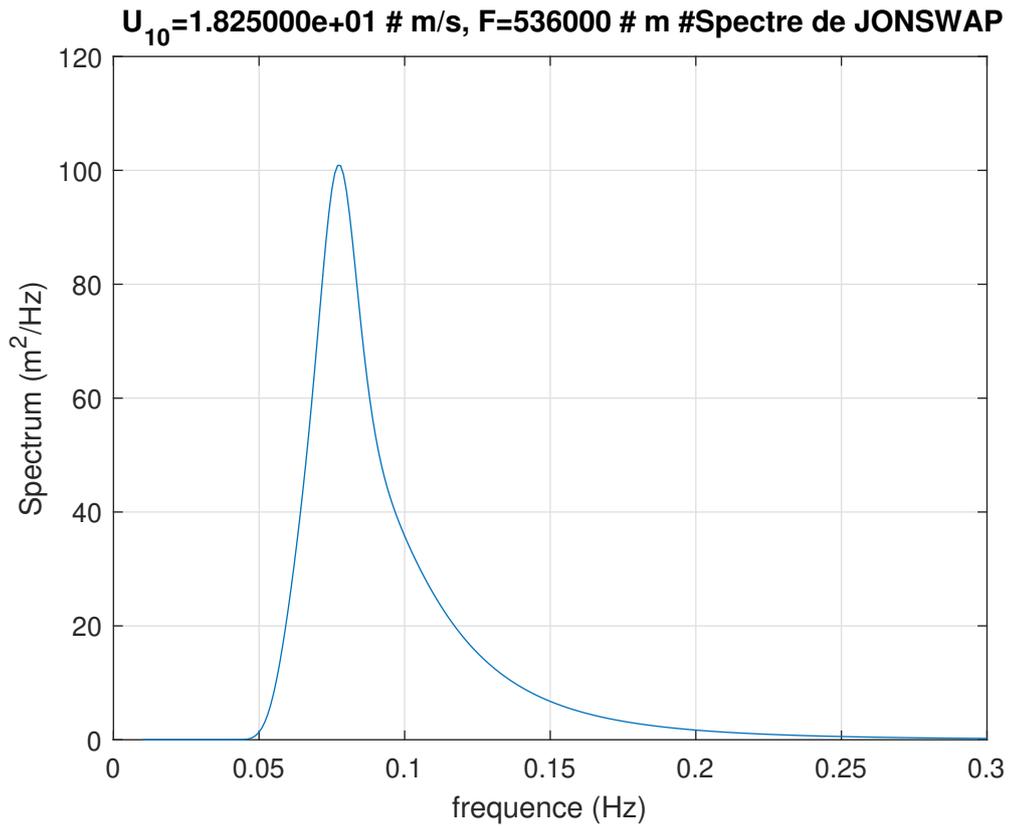


FIGURE B.25 – Spectre JONSWAP pour la direction ENE (67.5°)

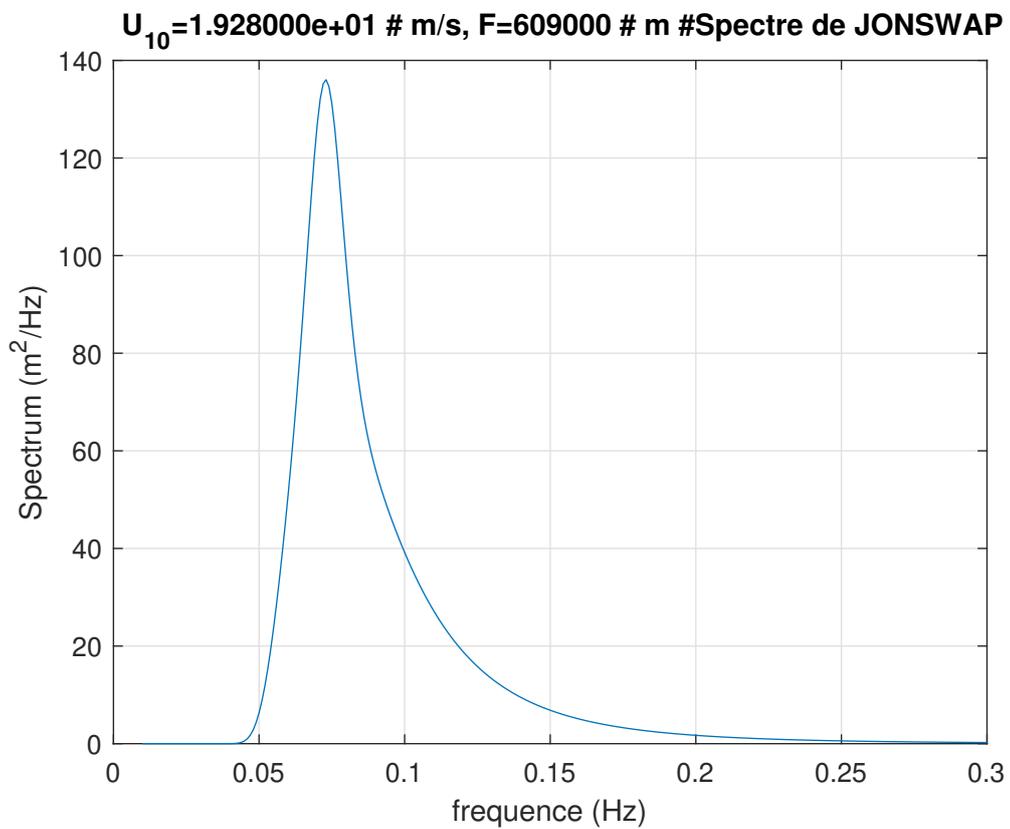


FIGURE B.26 – Spectre JONSWAP pour la direction NE (45°)

Annexe C

Les angles α_0 pour chaque direction sont les suivant :

- $\alpha_0 (315^\circ) = 50^\circ$
- $\alpha_0 (45^\circ) = 69^\circ$
- $\alpha_0 (315^\circ) = 88^\circ$

On calcul d'abord les longueurs d'onde et les célérité par la formule III.4 , le tableau suivant représente les longueur d'onde au large et leur célérité en fonction de leur directions.

Tableau C.1 – Résultats des longueurs d'onde et célérités de la houle au large

Direction	NO (315°)	NE (45°)	ENE (67.5°)
H_0 (m)	9.58	7.09	4.9
T_m (s)	11.26	11	10.4
L_0 (m)	197.95	188.92	168.87
C_0 (m/s)	17.58	17.17	16.24
α_0 (°)	50	69	88

Les tableaux suivants montrent le calcul de la réfraction .

Tableau C.2 – Réfraction de la houle NO (315°), $H_0=9.58$ m, $T_m=11.26$ s $\alpha_0=50^\circ$

d (m)	L (m)	$k \text{ m}^{-1}$	C (m/s)	$\sin(\alpha)$	α	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	H/H_0	H (m)	d/L
75	194.84	0.03	17.30	0.75	48.94	0.66	0.99	0.971	0.96	9.21	0.38
70	193.77	0.03	17.21	0.75	48.58	0.66	0.99	0.965	0.95	9.11	0.36
65	192.37	0.03	17.08	0.74	48.11	0.67	0.98	0.958	0.94	9.00	0.34
60	190.53	0.03	16.92	0.74	47.50	0.68	0.98	0.950	0.93	8.88	0.31
55	188.15	0.03	16.71	0.73	46.73	0.69	0.97	0.942	0.91	8.74	0.29
50	185.10	0.03	16.44	0.72	45.75	0.70	0.96	0.933	0.90	8.58	0.27
45	181.22	0.03	16.09	0.70	44.53	0.71	0.95	0.925	0.88	8.42	0.25
40	176.32	0.04	15.66	0.68	43.03	0.73	0.94	0.919	0.86	8.25	0.23
35	170.18	0.04	15.11	0.66	41.19	0.75	0.92	0.914	0.84	8.09	0.21
30	162.52	0.04	14.43	0.63	38.97	0.78	0.91	0.913	0.83	7.95	0.18
25	152.96	0.04	13.58	0.59	36.29	0.81	0.89	0.918	0.82	7.85	0.16
20	140.97	0.04	12.52	0.55	33.06	0.84	0.88	0.932	0.82	7.82	0.14
15	125.70	0.05	11.16	0.49	29.11	0.87	0.86	1.000	0.86	8.22	0.12
10	105.60	0.06	9.38	0.41	24.12	0.91	0.84	1.000	0.84	8.04	0.09
9	100.75	0.06	8.95	0.39	22.95	0.92	0.84	1.000	0.84	8.00	0.09
8	95.52	0.07	8.48	0.37	21.69	0.93	0.83	1.000	0.83	7.97	0.08
7	89.84	0.07	7.98	0.35	20.35	0.94	0.83	1.000	0.83	7.93	0.08
6	83.64	0.08	7.43	0.32	18.88	0.95	0.82	1.000	0.82	7.90	0.07
5	76.77	0.08	6.82	0.30	17.28	0.95	0.82	1.000	0.82	7.86	0.07
4	69.04	0.09	6.13	0.27	15.50	0.96	0.82	1.000	0.82	7.82	0.06
3	60.11	0.10	5.34	0.23	13.45	0.97	0.81	1.000	0.81	7.79	0.05
2	49.35	0.13	4.38	0.19	11.01	0.98	0.81	1.000	0.81	7.75	0.04
1.5	42.85	0.15	3.81	0.17	9.55	0.99	0.81	1.000	0.81	7.73	0.04
1	35.08	0.18	3.12	0.14	7.80	0.99	0.81	1.000	0.81	7.72	0.03

Tableau C.3 – Réfraction de la houle NE (45°), $H_0=7.09$ m, $T_m=11$ s, $\alpha_0=69^\circ$

d (m)	L (m)	$k \text{ m}^{-1}$	Célérité m/s	$\sin(\alpha)$	α	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	H/H_0	H (m)	d/L
75	186.52	0.03	16.96	0.92	67.18	0.39	0.96	0.975	0.94	6.65	0.40
70	185.64	0.03	16.88	0.92	66.55	0.40	0.95	0.969	0.92	6.52	0.38
65	184.46	0.03	16.77	0.91	65.72	0.41	0.93	0.962	0.90	6.37	0.35
60	182.89	0.03	16.63	0.90	64.66	0.43	0.92	0.955	0.87	6.19	0.33
55	180.83	0.03	16.44	0.89	63.33	0.45	0.89	0.946	0.85	5.99	0.30
50	178.13	0.04	16.19	0.88	61.68	0.47	0.87	0.937	0.81	5.77	0.28
45	174.65	0.04	15.88	0.86	59.66	0.51	0.84	0.929	0.78	5.55	0.26
40	170.19	0.04	15.47	0.84	57.25	0.54	0.81	0.921	0.75	5.31	0.24
35	164.52	0.04	14.96	0.81	54.39	0.58	0.78	0.915	0.72	5.09	0.21
30	157.37	0.04	14.31	0.78	51.05	0.63	0.76	0.913	0.69	4.89	0.19
25	148.35	0.04	13.49	0.73	47.15	0.68	0.73	0.916	0.67	4.72	0.17
20	136.93	0.05	12.45	0.68	42.58	0.74	0.70	0.928	0.65	4.59	0.15
15	122.29	0.05	11.12	0.60	37.18	0.80	0.67	1.000	0.67	4.76	0.12
10	102.89	0.06	9.35	0.51	30.56	0.86	0.65	1.000	0.65	4.57	0.10
9	98.18	0.06	8.93	0.49	29.03	0.87	0.64	1.000	0.64	4.54	0.09
8	93.11	0.07	8.46	0.46	27.40	0.89	0.64	1.000	0.64	4.50	0.09
7	87.61	0.07	7.96	0.43	25.65	0.90	0.63	1.000	0.63	4.47	0.08
6	81.57	0.08	7.42	0.40	23.77	0.92	0.63	1.000	0.63	4.44	0.07
5	74.8	0.08	6.81	0.37	21.72	0.93	0.62	1.000	0.62	4.40	0.07
4	67.37	0.09	6.13	0.33	19.45	0.94	0.62	1.000	0.62	4.37	0.06
3	58.68	0.11	5.33	0.29	16.86	0.96	0.61	1.000	0.61	4.34	0.05
2	48.18	0.13	4.38	0.24	13.77	0.97	0.61	1.000	0.61	4.31	0.04
1.5	41.8	0.15	3.80	0.21	11.93	0.98	0.61	1.000	0.61	4.29	0.04
1	34.26	0.18	3.11	0.17	9.75	0.99	0.60	1.000	0.60	4.28	0.03

Tableau C.4 – Réfraction de la houle ENE (67.5°), $H_0=4.9$ m, $T_m=10.4$ s, $\alpha_0=88^\circ$

d (m)	L (m)	k m^{-1}	Célérité m/s	$\sin(\alpha)$	α	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	H/H_0	H (m)	d/L
75	167.65	0.04	16.12	0.99	82.83	0.12	0.53	0.984	0.52	2.55	0.45
70	167.13	0.04	16.07	0.99	81.53	0.15	0.49	0.979	0.48	2.33	0.42
65	166.40	0.04	16.00	0.98	79.98	0.17	0.45	0.973	0.44	2.13	0.39
60	165.37	0.04	15.90	0.98	78.15	0.21	0.41	0.965	0.40	1.95	0.36
55	163.96	0.04	15.77	0.97	76.00	0.24	0.38	0.957	0.36	1.78	0.34
50	162.02	0.04	15.58	0.96	73.51	0.28	0.35	0.948	0.33	1.63	0.31
45	159.42	0.04	15.33	0.94	70.64	0.33	0.32	0.938	0.30	1.49	0.28
40	155.94	0.04	14.99	0.92	67.35	0.39	0.30	0.928	0.28	1.37	0.26
35	151.36	0.04	14.55	0.90	63.60	0.44	0.28	0.920	0.26	1.26	0.23
30	145.37	0.04	13.98	0.86	59.35	0.51	0.26	0.914	0.24	1.17	0.21
25	137.61	0.05	13.23	0.81	54.53	0.58	0.25	0.913	0.22	1.10	0.18
20	127.55	0.05	12.26	0.75	49.01	0.66	0.23	0.921	0.21	1.04	0.16
15	114.37	0.05	11.00	0.68	42.60	0.74	0.22	0.944	0.21	1.01	0.13
10	96.59	0.07	9.29	0.57	34.86	0.82	0.21	0.995	0.21	1.01	0.10
9	92.25	0.07	8.87	0.55	33.09	0.84	0.20	1.000	0.20	1.00	0.10
8	87.55	0.07	8.42	0.52	31.20	0.86	0.20	1.000	0.20	0.99	0.09
7	82.43	0.08	7.93	0.49	29.20	0.87	0.20	1.000	0.20	0.98	0.08
6	76.81	0.08	7.39	0.45	27.04	0.89	0.20	1.000	0.20	0.97	0.08
5	70.57	0.09	6.79	0.42	24.69	0.91	0.20	1.000	0.20	0.96	0.07
4	63.53	0.10	6.11	0.38	22.08	0.93	0.19	1.000	0.19	0.95	0.06
3	55.37	0.11	5.32	0.33	19.13	0.94	0.19	1.000	0.19	0.94	0.05
2	45.49	0.14	4.37	0.27	15.62	0.96	0.19	1.000	0.19	0.93	0.04
1.5	39.52	0.16	3.80	0.23	13.53	0.97	0.19	1.000	0.19	0.93	0.04
1	32.37	0.19	3.11	0.19	11.04	0.98	0.19	1.000	0.19	0.92	0.03

Le calcul du déferlement se fait sur les profondeurs d= [4m, 1m]

C.1 Direction NO (315°)

α_0	50	$L_0(m)$	197.95
T	11.26	$C_0(m/s)$	17.58
H_0	9.58	m (%)	1

Tableau C.5 – Réfraction de la houle NO, profondeur [4m, 1m]

d (m)	L(m)	k	Célérité m/s	$\sin(\alpha)$	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	d/l	H'_0
4	69.04	0.09	6.26	0.27	0.96	0.82	1.00	0.06	7.824
3	60.11	0.10	5.42	0.24	0.97	0.81	1.00	0.05	7.788
2	49.35	0.13	4.43	0.19	0.98	0.81	1.00	0.04	7.752
1.5	42.85	0.15	3.84	0.17	0.99	0.81	1.00	0.04	7.734
1	35.08	0.18	3.13	0.14	0.99	0.81	1.00	0.03	7.716

Tableau C.6 – Calcul des coefficients pour la réfraction (NO)

Coefficients pour H_s		Coefficients pour H_{max}	
β_0 (4m)	0.098	β_0^* (4m)	0.181
β_0 (3m)	0.098	β_0^* (3m)	0.181
β_0 (2m)	0.098	β_0^* (2m)	0.182
β_0 (1.5m)	0.098	β_0^* (1.5m)	0.182
β_0 (1m)	0.098	β_0^* (1m)	0.182
β_1	0.542	β_1^*	0.654
β_{max} (4 m)	0.920	β_{max}^* (4 m)	1.65
β_{max} (3 m)	0.920	β_{max}^* (3 m)	1.65
β_{max} (2 m)	0.920	β_{max}^* (2 m)	1.65
β_{max} (1.5 m)	0.920	β_{max}^* (1.5 m)	1.65
β_{max} (1 m)	0.920	β_{max}^* (1 m)	1.65

C.2 Direction NE (45°)

α_0	69	$L_0(m)$	188.92
T	11	$C_0(m/s)$	17.17
H_0	7.09	m (%)	1 %

Tableau C.7 – Réfraction de la houle NE, profondeur [4m, 1m]

d (m)	L(m)	$k m^{-1}$	Célérité m/s	$\sin(\alpha)$	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	d/l	H'_0
4	67.38	0.09	6.26	0.34	0.94	0.62	1.00	0.06	4.371
3	58.68	0.11	5.42	0.29	0.96	0.61	1.00	0.05	4.339
2	48.18	0.13	4.43	0.24	0.97	0.61	1.00	0.04	4.307
1.5	41.85	0.15	3.84	0.21	0.98	0.61	1.00	0.04	4.291
1	34.26	0.18	3.13	0.17	0.99	0.60	1.00	0.03	4.275

Tableau C.8 – Calcul des coefficients pour la réfraction (NE)

Coefficients pour H_s		Coefficients pour H_{max}	
β_0 (4m)	0.120	β_0^* (4m)	0.222
β_0 (3m)	0.120	β_0^* (3m)	0.223
β_0 (2m)	0.120	β_0^* (2m)	0.223
β_0 (1.5m)	0.120	β_0^* (1.5m)	0.224
β_0 (1m)	0.121	β_0^* (1m)	0.224
β_{α_1}	0.542	β_1^*	0.654
β_{max} (4 m)	0.977	β_{max}^* (4 m)	1.65
β_{max} (3 m)	0.979	β_{max}^* (3 m)	1.65
β_{max} (2 m)	0.981	β_{max}^* (2 m)	1.65
β_{max} (1.5 m)	0.982	β_{max}^* (1.5 m)	1.65
β_{max} (1 m)	0.983	β_{max}^* (1 m)	1.65

C.3 Direction ENE (67°)

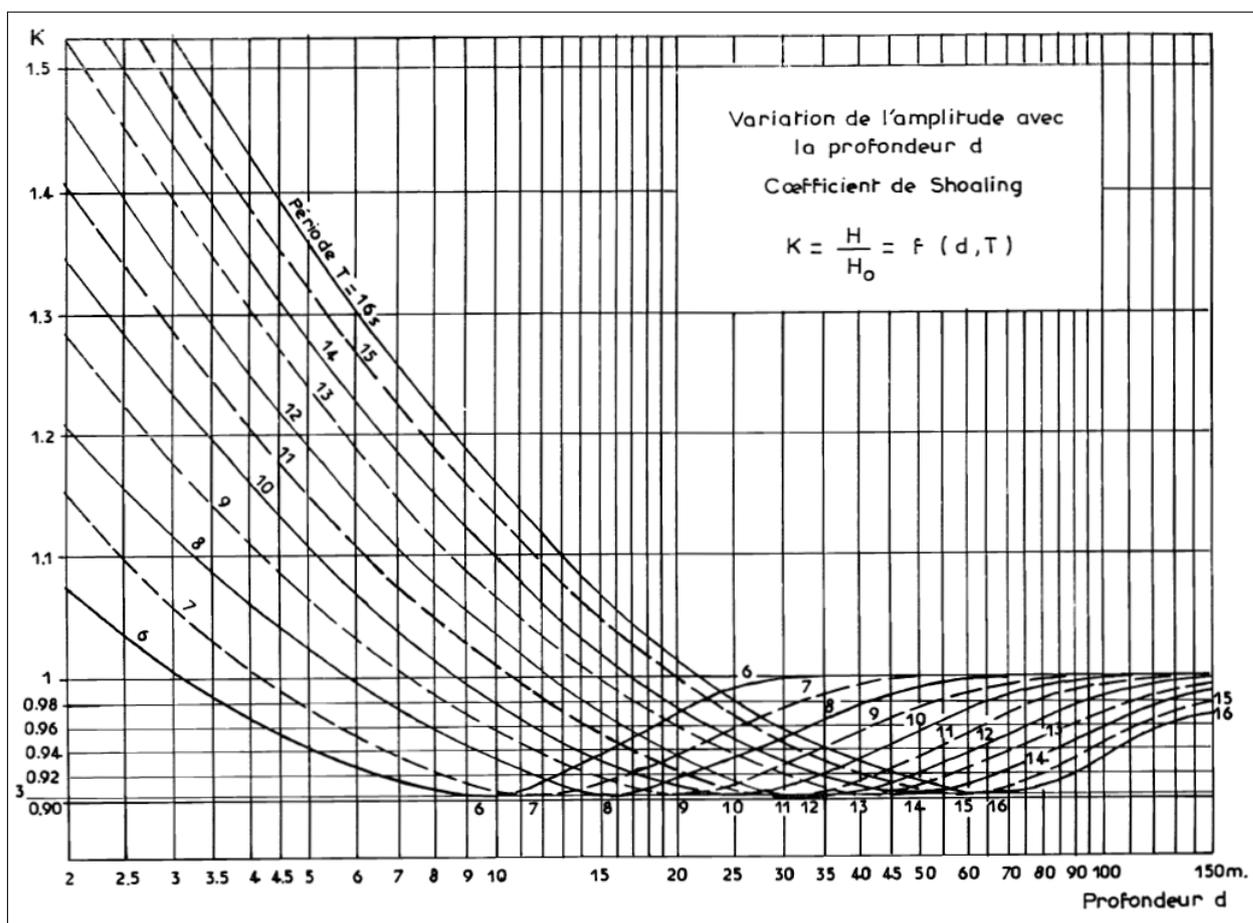
α_0	88	$L_0(m)$	168.87
T	10.4	$C_0(m/s)$	16.24
H_0	4.9	m (%)	1 %

Tableau C.9 – Réfraction de la houle ENE, profondeur [4m, 1m]

d (m)	L(m)	km^{-1}	Célérité m/s	$\sin(\alpha)$	$\cos(\alpha)$	K_r	K_s	d/l	H'_0
4	63.53	0.10	6.26	0.39	0.92	0.194	1.00	0.06	0.95
3	55.37	0.11	5.42	0.33	0.94	0.192	1.00	0.05	0.94
2	45.49	0.14	4.43	0.27	0.96	0.190	1.00	0.04	0.93
1.5	39.52	0.16	3.84	0.24	0.97	0.189	1.00	0.04	0.93
1	32.37	0.19	3.13	0.19	0.98	0.189	1.00	0.03	0.92

Tableau C.10 – Calcul des coefficients pour la réfraction (ENE)

Coefficients pour Hs		Coefficients pour Hmax	
β_0 (4m)	0.204	β_0^* (4m)	0.380
β_0 (3m)	0.205	β_0^* (3m)	0.381
β_0 (2m)	0.206	β_0^* (2m)	0.383
β_0 (1.5m)	0.206	β_0^* (1.5m)	0.383
β_0 (1m)	0.207	β_0^* (1m)	0.384
β_1	0.542	β_1^*	0.654
β_{max} (4 m)	1.472	β_{max}^* (4 m)	2.43
β_{max} (3 m)	1.476	β_{max}^* (3 m)	2.44
β_{max} (2 m)	1.480	β_{max}^* (2 m)	2.45
β_{max} (1.5 m)	1.482	β_{max}^* (1.5 m)	2.46
β_{max} (1 m)	1.484	β_{max}^* (1 m)	2.46

**FIGURE C.1** – Abaque de calcul des coefficients de shoaling K_s (Aristaghes,1985)

Annexe D

Tableau D.1 – Valeurs de calcul de S_d pour un enrochement naturel en double couche (CETMEF, 2009a)

Talus (cot α)	Niveau de dommage S_d		
	Début du dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
1.5	2	3 – 5	8
2	2	4 – 6	8
3	2	6 – 9	12
4	3	8 – 12	17
6	3	8 – 12	17

Tableau D.2 – Domaine de validité des paramètres des formules de Van der Meer en eau peu profonde (CETMEF, 2009a)

Paramètre	Symbole	Intervalle
Angle du talus	$\tan(\alpha)$	1/4 à 1/2
Nombre de vagues	N	3000
Cambrure nominale de la houle	γ_b	0.01-0.06
Paramètre de déferlement utilisant T_m	ξ_m	1-5
Paramètre de déferlement utilisant $T_m-1,0$	$\xi_{m,-1}$	1.3-6.5
Ratio de la hauteur de houle	$H_{2\%} / H_s$	1.2-1.4
Hauteur d'eau en eau profonde par rapport à la hauteur d'eau au pied de l'ouvrage	H_s/h	0.25-1.5
Gradation de l'enrochement	D_{n85}/D_{n50}	1.4-2
Matériau du noyau	$D_{n50noyau}/D_{n50}$	0-0.3
Nombre de stabilité	$H_s/\Delta D_{n50}$	0.5-4.5
Niveau de dommage	S_d	30

Tableau D.3 – Valeurs moyennes et valeurs dépassées à 95 % des coefficients des Équations IV-4 et IV-5 (CETMEF, 2009a)

Coefficient	Valeur moyenne	Ecart type du Coefficient	Valeur dépassée par 95%
c_{pl}	8.4	0.7	7.25
c_s	1.3	0.15	1.05

Tableau D.4 – valeur des coefficients a et b pour des talus lisses et de pente constante (CETMEF, 2009a)

Pente	a	b
1/1	$7.94 \cdot 10^{-3}$	20.1
3/2	$8.84 \cdot 10^{-3}$	19.9
2/1	$9.39 \cdot 10^{-3}$	21.6
5/2	$1.03 \cdot 10^{-2}$	24.5
3/1	$1.09 \cdot 10^{-2}$	28.7
7/2	$1.12 \cdot 10^{-2}$	34.1
4/1	$1.16 \cdot 10^{-2}$	41.0
9/2	$1.2 \cdot 10^{-2}$	47.7
5/1	$1.31 \cdot 10^{-2}$	55.6
6/1	10^{-2}	65
8/1	10^{-2}	86
10/1	10^{-2}	108
15/1	10^{-2}	162

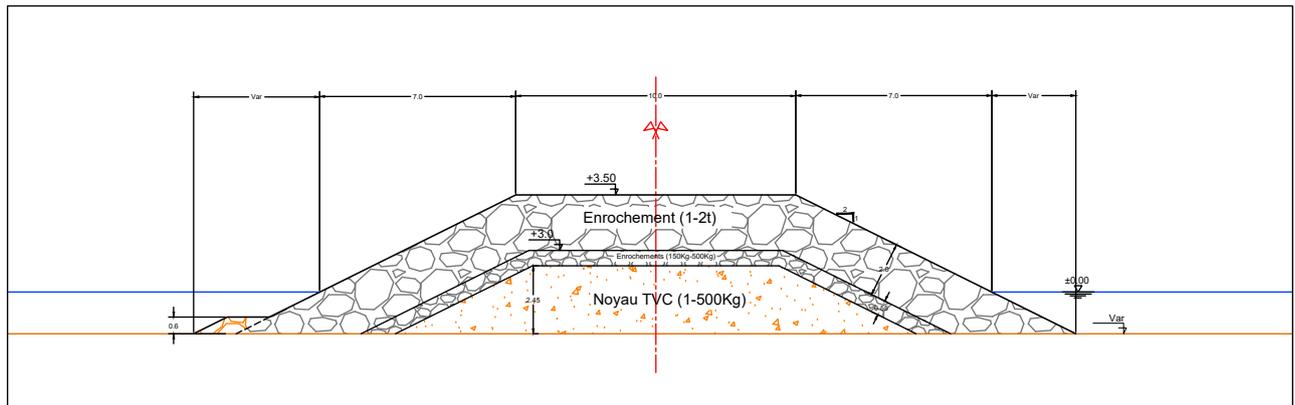
Tableau D.5 – Valeur du coefficients de réduction de rugosité (TAW,2002a)

Type d'ouvrage	γ_f
Béton, bitume et herbe	1
Enrochement appareillés	0.8-0.9
Enrochement naturel-couche unique sur une base imperméable	0.7
Enrochement naturel-deux couche sur une base imperméable	0.55
Enrochement naturel -base perméable	0.4

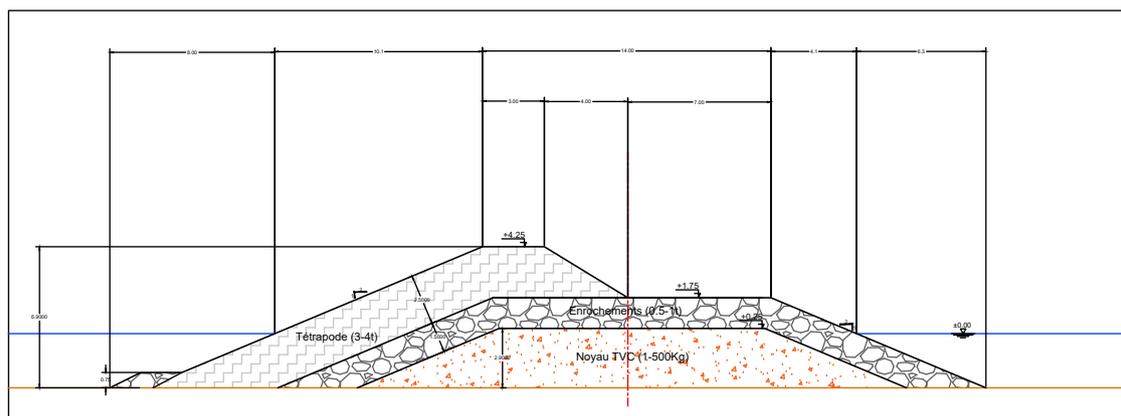
Tableau D.6 – Conditions expérimentales des essais effectués par Vidal et al. (1995)

Paramètre	Symbole	Domaine de validité
Angle du talus avant et arrière	$\tan(\alpha)$	2/3
Densité relative déjaugée	Δ	1.65
Nombre de vagues	N	2600-3000
Cambrure de la houle	γ_b	0.01-0.049
Revanche adimensionnelle	R_c/D_{n50}	-2.01-2.41
Largeur de crête adimensionnelle	B/D_{n50}	6
Hauteur de l'ouvrage adimensionnelle	d/D_{n50}	16-24
Nombre de stabilité	$H_s/\Delta D_{n50}$	1.1-3.7

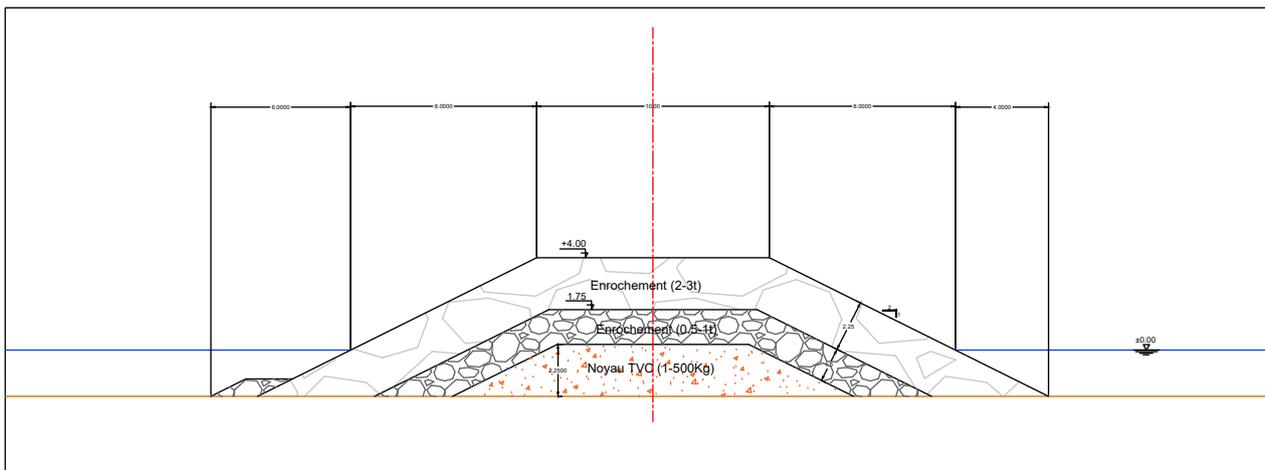
Coupe en travers du Brise-lames n°1 (variante n°01)



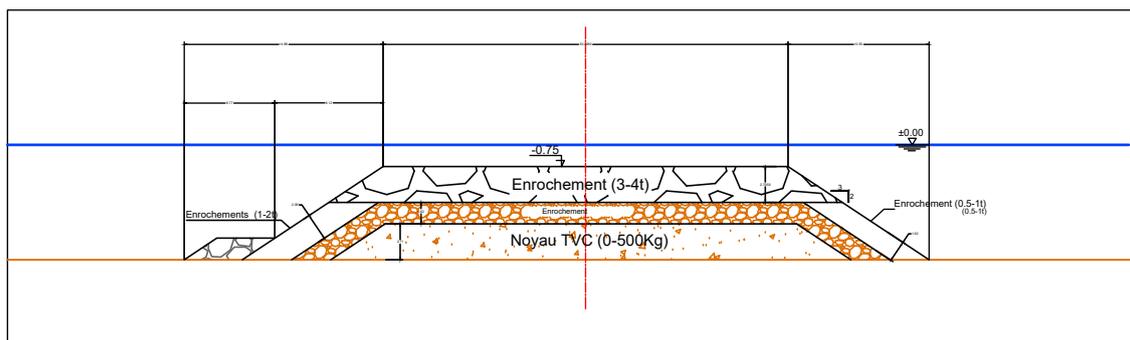
Coupe en travers du Brise-lames
n°3 (variante n°01)



Coupe en travers du Brise-lames
n°4 (variante n°01)



Coupe en travers du Brise-lames immergé (variante n°02)



Annexe E



FIGURE E.1 – La plage de verte rive , se situant près de l’implantation des ouvrage

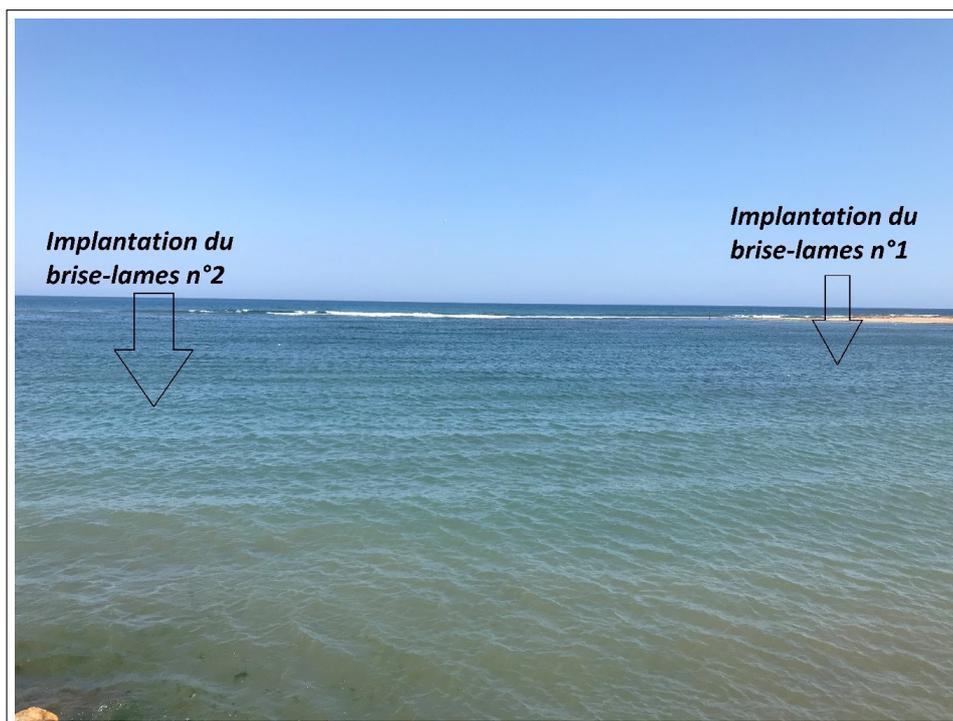


FIGURE E.2 – Situation des deux brises-lames 1,2



FIGURE E.3 – Chargeuse sur pneus (XCMG)

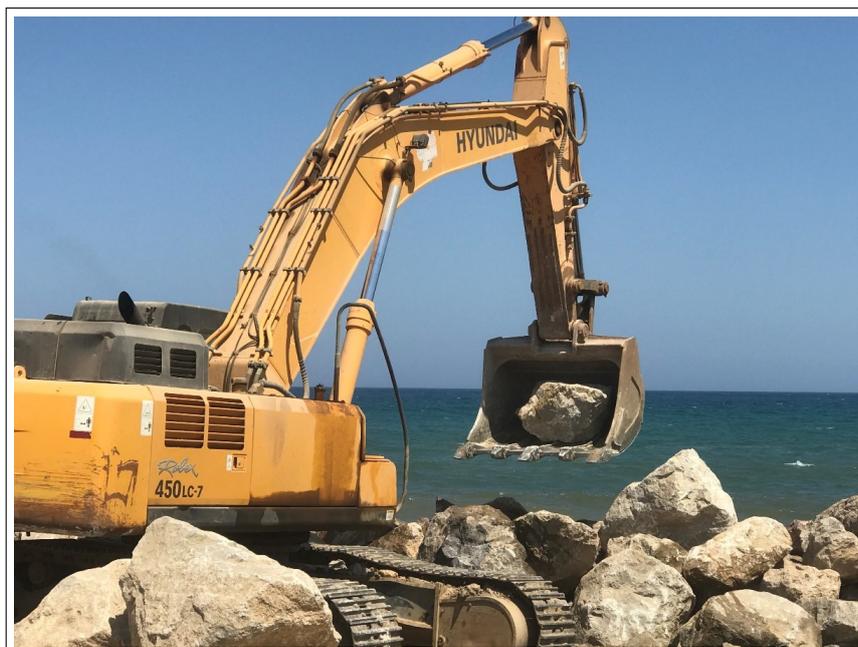


FIGURE E.4 – La pose des enrochements par une pelleteuse



FIGURE E.5 – Travaux de realisation de la carapce



FIGURE E.6 – Enrochement de catégorie (1-4T)

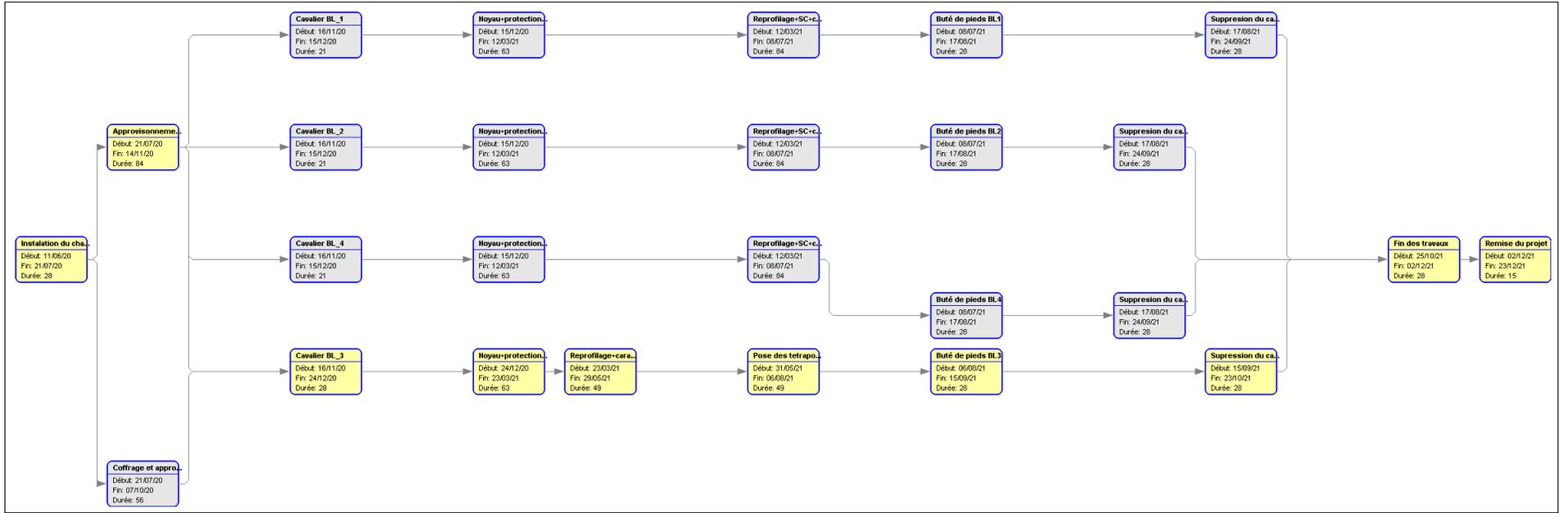


FIGURE E.8 – Réseau à nœuds du projet

```

1  function [S,Hs,Ts] = jonswapFU(fr,U_10,F)
2  %JONSWAPFU Le R sum de la fonction:
3  % fonction qui traite le spectre de jonswap sur les houles
4  % une approche par le fetch et la vitesse du vent au large
5  % wassim boulala 5 me ann e ENSH
6  % w.boulala@ensh.dz
7
8  %input
9  %fetch en m et U_10 en m/s
10 format short
11 g=9.81; %acc leration de la gravit m/s
12
13 f_p=3.5*(g/U_10)*(g*F/U_10^2)^(-0.33); %Fr quence de pic
14
15 alpha= 0.076*(g*F/U_10^2)^(-0.22); %facteur alpha
16
17 gamma=7*(g*F/U_10^2)^(-0.143); %facteur gamma
18
19 if fr<f_p
20     sigma=0.07;
21 else
22     sigma=0.09;
23 end
24
25
26 a=exp(-((fr-f_p).^2)/((2*(sigma^2)*f_p^2))); %puissance a en fonction de
    la frequence
27
28 S=(alpha*g^2/(2*pi)^4)*fr.^(-5).*exp(-1.25*(f_p./fr).^4).*gamma.^a; %
    spectre d' nrgie
29
30
31 plot(fr,S);
32 figure
33     plot(fr,S)
34
35 xlabel('frequence (Hz)');
36 ylabel('Spectrum (m^2/Hz)');
37 grid;
38
39 m_0=trapz(fr,S); %moment m0
40 Hm=4*sqrt(m_0);
41 disp(Hm);
42
43 Y_m1=fr.*S;
44 m_1=trapz(fr,Y_m1); %moment m1
45 disp(m_1);
46
47 T_01=m_0/m_1;
48
49 Y_m2=(fr.^2).*S;
50
51 m_2=trapz(fr,Y_m2);%moment m2
52
53 T_02=sqrt(m_0/m_2);
54
55 Ym_m1=(fr.^(-1)).*S;
56 m_10=trapz(fr,Ym_m1);

```

```

57
58 T_E=m_10/m_0;
59
60 neta=((m_0*m_2)/m_1^2)-1; %largeur du spectre netacarr
61
62 Y_m4=(fr.^(4)).*S;
63 m_4=trapz(fr,Y_m4);
64
65 epsilon=1-(m_2^2/(m_0*m_4));
66
67 % on suppose qu'on est en eau profonde
68 Hs=Hm;
69
70 T_m=T_02;
71 T_ptheo=T_m/0.87;
72
73 Ts=0.90*T_ptheo;
74
75 ti1=sprintf('U_{10}=%d \t m/s, ',U_10);
76 ti2 = sprintf('F=%d \t m \t' , F);
77 ti3=('Spectre de JONSWAP , ')
78 title([ti1,ti2,ti3]);
79
80 Tp=1/f_p;
81 fprintf('la periode de pic \n Tp=%d ', Tp);
82 fprintf('la periode theorique \n T_ptheo=%d ', T_ptheo);
83
84 fprintf('The default values: \n f_p=%d \n alpha=%d \n gamma=%d \n m_0=%d
      \n m_1=%d ',...
85       f_p, alpha, gamma, m_0, m_1)
86 fprintf('\n m_2=%d, \n m_10=%d \n neta=%d \n epsilon=%d \n T_01=%d \n
      T_02=%d \n T_E=%d \n m_4=%d \n T_ptheo',...
87       m_2, m_10,neta,epsilon,T_01,T_02,T_E,m_4,T_ptheo)
88 print -depsc JONSWAP
89 end

```

Listing E.1 – fonction JONSWAP

```

1 function K_t = Transmission(H_s,F,T_s,B,Ft)
2 g=9.81;
3 Ir=Ft^(-1)/sqrt(H_s/((g*T_s^(2))/(2*pi)));
4 disp(Ir);
5 C_p=0.64;
6 if B/H_s<10
7 K_t=-0.4*(F/H_s)+C_p.*(B./H_s).^(-0.31)*(1-exp(-0.5*Ir));
8 else
9 K_t=-0.35*(F/H_s)+0.51.*(B./H_s).^(-0.61)*(1-exp(-0.41*Ir));
10
11 end
12
13 plot(B,K_t)
14 hold on
15 xlabel('Largeur en cr te B (m)')
16 ylabel('Coefficient de transmission C_t')

```

Listing E.2 – Fonction de calcul de la Transmission

```

1 function [R_ad,Q_ad,q] = overtop_owen(Rc,Tm,Hs,gammaf)
2 %OVERTOP_OWEN Summary of this function goes here
3 %   la methode de determination du franchissement selon la methode d'owen
4 %   reference guide d'enrochement CETMEF
5 %   La revanche Rc c'est la hauteur totale par rapport au niveau d'eau au
6 %   repos
7 g=9.81; %acceleraton de la pesanteur
8 t=[1 3/2 2/1 5/2 3/1 7/2 4/1 9/2 5/1 6/1 8/1 10/1 15/1];%Les talus rock
   manual
9 a=[7.94*10^(-3) 8.84*10^(-3) 9.39*10^(-3) 1.03*10^(-2) 1.09*10^(-2) ...
10   1.12*10^(-2) 1.16*10^(-2) 1.2*10^(-2) 1.31*10^(-2) 1*10^(-2)
   1*10^(-2) 1*10^(-2) 1*10^(-2)] ;%talus 2/1
11 b=[20.1 19.9 21.6 24.5 28.7 34.1 41.0 47.7 55.6 65 86 108 162];
12 q=zeros(length(Rc),13);
13
14 for i=1:length(Rc)
15
16 R_ad=Rc(i)/(Tm*sqrt(g*Hs));
17 % a b et gamma f sont chosi selon le fruit du talus
18 Q_ad=a.*exp(-b.*(R_ad/gammaf));

```

Listing E.3 – Franchissement methode d'Owen