

Ecole Hassania
des Travaux Publics



المدرسة الحسنية للأشغال العمومية

- PFE
- SI
- SIP

Rapport
de Stage

Sujet:

- Etude du port de pêche Lamhiriz :
- Dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage.
 - Etude de la manœuvrabilité à l'accès du port.

résumé :

Le présent travail a été élaboré au sein de la Société Maghrébine de Génie Civil (SOMAGEC) dans le cadre du Projet de Fin d'Etudes.

Il se décompose en trois parties principales. La première partie se rapporte à l'étude du port de pêche Lamhiriz. Il s'agit de rapporter la houle de projet du large jusqu'au pied de l'ouvrage, et ce, à travers le logiciel SWAN. La deuxième partie s'intéresse au dimensionnement de la digue principale et secondaire et aussi au calcul du quai. La troisième partie traite la manœuvrabilité à l'accès du port.

Réalisé par :
AFATHI Hajar *3IHE*
INAOUI Leila *3IVE*

Encadré par :
Pr.CHAGDALI Mohamed (EHTP)
M. ZAHIR Youssef (SOMAGEC)
M.AIT ALI Youssef (SOMAGEC)

Année universitaire : 2017- 2018



Dédicace

A la mémoire de mes grands-parents maternels

Vos prières m'ont toujours accompagnée, je ne saurais exprimer mon grand chagrin en votre absence. J'aurais tant aimé que vous soyez à mes côtés ce jour.

A mes parents

Peu de mots ne sauraient exprimer l'amour, le dévouement et le respect que j'ai pour vous. Que ce travail représente pour vous l'expression de ma reconnaissance pour les innombrables sacrifices et les conseils que vous n'avez cessé de me prodiguer.

Que Dieu vous comble de santé, de prospérité et vous garde longtemps pour le bonheur de la famille.

A ma grand-mère paternelle

Tous les mots ne pourraient exprimer toute la tendresse que je vous porte. Puisse Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A mon frère Yaser

Avec mon profond amour fraternel, je te souhaite une longue vie pleine de bonheur et de succès.

A ma sœur Sarah

Aucune dédicace ne saurait exprimer la profondeur de mon amour et de mon attachement.

A mes oncles, mes tantes, cousins et cousines

Puisse Dieu vous prête longue vie et vous garder pour le bonheur de la famille.

A mes amies Nada, Laila, Kanza et Oumaïma

En cette année, neuf ans d'amitié sont inscrites dans notre vie, merci d'être comme vous êtes, merci simplement d'exister.

A mes amies Marwa, Leila et Wiam

Je vous remercie pour les moments inoubliables que nous avons partagés ensemble et pour le plaisir dont j'ai joui avec vous.

A mes amis Halhoul, Bakkas, Mabrouk, Akka, Chanaa, Moustakym, Iddir, Zahti, Rida, Farouk, Boukhabza et Elhabti

Merci de me rendre tous les jours la vie belle par votre présence.

A la famille GHEV

C'est une grande fierté et honneur pour moi d'être parmi vous.

Je dédie ce mémoire.

Hajar

Dédicace

Je dédie ce mémoire

À mon héros,

T'aimer est une évidence. Tu es mon papa, un homme si généreux, si sincère et si solide. Un homme comme on n'en fait plus. Tous les mots ne sauraient décrire ce que je ressens envers toi, tu es l'homme de ma vie, mon pilier, ma force et mon ardeur. Tu as toujours veillé à me donner la meilleure des éducations et à m'inculquer les principes et les valeurs qui ont fait de moi la personne que je suis maintenant. Tu m'as appris à être une battante, à toujours relever la tête et ne jamais baisser les bras. J'espère être digne de ton sang.

À mon rayon de soleil,

Je n'aurais pas voulu avoir une autre maman, oh non ! J'ai de la chance d'en avoir une comme toi et tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'amour que je te dois. Tu es comme le soleil qui ne cesse de briller. Tu m'as toujours procuré de la douceur, de l'amour et de l'attention, tu es une merveilleuse mère et une femme extraordinaire. Je ne cesse de remercier dieu de t'avoir à mes côtés pour le meilleur et pour le pire. Je t'aime Maman.

À mon âme sœur,

On paraît tellement différentes de l'extérieur qu'il est impossible de deviner à quel point on se ressemble vraiment. Tu es la personne qui me connaît le plus au monde. Tu arrives à me comprendre quand les mots sont incapables d'exprimer ce que je ressens. Je n'oublierai jamais le nombre de fois où tu as été là pour moi, et j'en suis tellement reconnaissante. Tu es ma sœur, mon modèle, ma complice et mon éternelle confidente. Je t'aime ma sœur chérie.

À ma deuxième famille

Smaine, Alhoul, Badr, Hajar, Bakkas, Wiam, Marwa, Iddir, Kimie, Mabrouk, Zahiti, Imane, Aduane et Kenza. Je ne saurais imaginer ma vie sans vous. En peu de temps, on a réussi à créer des liens qui dépassent incroyablement l'amitié. Vous êtes pour moi ce que j'ai gagné de plus précieux dans ce lambeau de vie. Vous avez pu transformer l'amertume de ma routine en de purs petits bonheurs me laissant ainsi des souvenirs inoubliables. Nos aventures, nos bêtises, nos fous rires et nos chamailleries resteront gravés dans ma mémoire à jamais.

Leila

Remerciements

Avant tout développement sur cette expérience professionnelle, nous voudrions adresser nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce travail.

Tout d'abord, Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à l'égard de notre encadrant interne M. Chagdali Mohamed, ainsi qu'à nos deux encadrants externes M. Zahir Youssef et M. Ait Ali Youssef. Nous les remercions pour leur soutien, leurs conseils judicieux, leurs critiques constructives, leur disponibilité et surtout pour le savoir-faire et l'expérience qu'ils ont pu partager avec nous.

Une grande pensée à tous nos professeurs à l'Ecole Hassania des Travaux Publics, qui ont consacré leur temps pour nous former et nous inculquer tout le savoir dont nous avons besoin, ainsi qu'à nos amis lauréats qui n'ont pas hésité à nous aider pendant la réalisation de ce projet.

Finalement, nous tenons à remercier les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

RÉSUMÉ

Le présent travail a été élaboré au sein de la Société Magrèbine du Génie Civil (SOMAGEC). Il présente l'étude du port de pêche LAMHIRIZ, et se compose de trois grandes parties. La première consiste à rapporter la houle de projet du large jusqu'au pied de l'ouvrage avec le logiciel SWAN, suivie d'une étude de l'agitation portuaire grâce à REFONDE. La deuxième partie consiste à dimensionner l'ouvrage de protection (la digue à talus), et l'ouvrage d'accostage (quai en blocs) et à vérifier la stabilité après le calcul des actions statiques et dynamiques. Enfin, La dernière partie présente une synthèse bibliographique de la manœuvrabilité à l'accès du port, ainsi que la démarche qui doit être suivie pour l'étude de cette dernière.

Sommaire

A.	Etude du port de pêche Lamhiriz	12
1.	Présentation de l'organisme d'accueil :	13
1.1.	Chiffre d'affaires de la SOMAGEC :	14
1.2.	Moyens matériels et humains :	14
1.3.	Politique qualité :	15
1.4.	Quelques projets signés SOMAGEC :	16
2.	Présentation du projet :	17
2.1.	Situation et données du projet :	17
2.1.1.	Généralités sur le projet :	17
2.1.2.	Localisation du projet :	17
2.1.3.	Données du vent :	18
2.1.4.	Marée :	18
2.1.5.	La houle au large :	19
2.2.	Bathymétrie de la zone :	20
3.	Synthèse théorique :	21
3.1.	Les équations générales :	22
3.1.1.	L'équation de continuité :	22
3.1.2.	Conditions cinématiques :	23
3.1.3.	Conditions dynamiques :	23
	a. A la surface libre :	23
	b. Sur le fond :	24
3.1.4.	Caractérisation des vagues :	24
3.2.	La houle de Stokes :	25
3.2.1.	Théorie linéaire, houle d'Airy :	26
	a. L'Expression des potentiels des vitesses :	26
	b. Champs de vitesse :	28
	c. Trajectoires des particules :	28
	d. Les considérations énergétiques :	29
	e. La houle irrégulière :	30
3.3.	Déformation de la houle à l'approche des côtes :	31
3.3.1.	Profondeur relative :	32
3.3.2.	Application aux équations de la houle :	32
3.3.3.	Interaction des vagues :	33
	a. La réfraction :	33
	b. Diffraction de la houle :	34
	c. Shoaling de la houle :	35

d. Le déferlement :	36
4. Propagation de la houle :	37
4.1. Modélisation numérique avec l'outil SWAN :	37
4.1.1. Présentation du modèle :	37
4.1.2. Fonctionnalités du modèle :	38
4.1.3. Implémentation du modèle :	40
a. Mise en forme des données d'entrée:	40
b. Fichier de contrôle de SWAN :	42
c. Extraction des données à partir de GEBCO :	42
d. Triangulation et interpolation :	44
4.2. Traitement des résultats :	47
4.2.1. Analyse des résultats :	49
4.2.2. Simulation avec obstacle :	50
5. Agitation portuaire avec Refonde :	51
5.1. Présentation du logiciel :	51
5.2. Equation de Berkhoff :	52
5.3. Implémentation du modèle :	53
5.4. Configuration du modèle :	54
5.4.1. Définition des bords :	54
5.4.2. Configuration du maillage :	55
5.5. Paramètres de calcul :	55
5.6. Résultats et conclusion :	56
B. Dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage du port Lamhiriz	58
6. Les ouvrages de protection : digues	59
6.1. Fonctions :	59
6.2. Les types de digues :	59
6.2.1. Les digues verticales en caisson :	59
6.2.2. Les digues verticales avec écran et pieux :	60
6.2.3. Les digues flottantes :	60
6.2.4. Les digues à talus :	61
a. Définition :	61
b. Les composants de la digue à talus :	62
6.3. Calcul de la digue :	63
6.3.1. Interactions hydrauliques entre la houle et l'ouvrage :	63
a. Le Run-up et le Run-down :	63
b. Le franchissement :	63

c.	La transmission :	64
d.	La réflexion :	64
6.3.2.	Recensement des paramètres à dimensionner :.....	64
a.	Les critères relatifs à l'exploitation :	64
b.	Les critères de stabilité :	65
c.	Les critères de mise en œuvre :	65
6.3.3.	Estimation des paramètres à dimensionner:.....	66
a.	Estimation du Run-Up/Run-down :	66
b.	Estimation du Franchissement :	69
c.	Estimation de la transmission de la houle :	70
d.	Estimation de la réflexion :	71
6.4.	Dimensionnement des éléments de la digue:	71
6.4.1.	Méthode de dimensionnement :	71
6.4.2.	Hypothèses de calculs:.....	73
6.4.3.	Dimensionnement de la carapace:.....	74
6.4.4.	Dimensionnement de la sous-couche :.....	77
6.4.5.	Dimensionnement de la butée de pied :	78
6.4.6.	Dimensionnement de la crête :.....	81
6.4.7.	Dimensionnement du talus arrière :	83
6.4.8.	Dimensionnement de la carapace du Musoir :	85
6.5.	Comparaison des résultats avec ceux du concepteur:	86
7.	Les ouvrages d'accostage :	87
7.1.	Généralités :	87
7.1.1.	Principe de conception :.....	87
a.	Quai :	88
b.	Appontement :	89
c.	Ducs d'Albe :	90
7.1.2.	Classification des ouvrages d'accostage :.....	91
7.2.	Types de quais :	91
7.2.1.	Quais massifs :	91
a.	Quais en maçonnerie :	92
b.	Quais en caissons :	94
c.	Quais gabionnés en palplanches :	95
7.2.2.	Ouvrages écrans :.....	96
a.	Quais en rideaux de palplanches :	96
b.	Quais en parois moulées :	97

7.2.3.	Quais sur pieux ou sur piles :	98
a.	Quais sur pieux :	98
b.	Quais sur piles :	98
7.3.	Principaux critères de choix entre les types de quais :	98
7.3.1.	Conditions de site :	98
7.3.2.	Conditions géotechniques :	99
7.3.3.	Exploitation du quai :	99
7.3.4.	Conditions économiques :	99
7.3.5.	Matériaux de construction :	100
7.3.6.	Expérience de l'entreprise :	100
7.4.	Présentation du quai étudié :	100
7.4.1.	Descriptif et géométrie du quai en blocs étudié :	100
7.4.2.	Matériaux de construction :	101
7.4.3.	Niveaux d'eau :	102
7.4.4.	Gradient hydraulique :	102
7.5.	Calcul des actions appliquées sur le quai:	102
7.5.1.	Conventions :	102
7.5.2.	Efforts statiques :	102
a.	Poids propre (Gp) :	102
b.	Poussée hydrostatique G_w :	103
c.	Actions dues au sol G_{ps} :	104
d.	Surcharges uniformes sur terres pleins :	106
e.	Effort d'amarrage F_{am} :	107
7.5.3.	Efforts dynamiques :	108
a.	Paramètres sismiques:	108
b.	Calcul de l'incrément dû au poids E_p :	110
c.	Incrément dynamique de la poussée des terres P_{ad} :	111
d.	Incrément dynamique de la surcharge uniforme Q_{tpd}:	114
e.	Surpression hydrodynamique S_{hd} :	115
f.	Dépression hydrodynamique D_{hd} :	116
7.6.	Principes et méthodes de vérification de la stabilité des ouvrages :	117
7.6.1.	Actions :	117
7.6.2.	Vérification de la stabilité du mur du quai :	118
a.	Stabilité externe :	118
b.	Stabilité interne :	122
c.	Stabilité globale (Grand glissement) :	123

d. Vérification de la stabilité :	124
C. La manœuvrabilité à l'accès du port	126
8. Synthèse théorique :	127
8.1. Comportement d'un navire dans un chenal :	127
8.1.1. Rayon de courbure :	127
8.1.2. Mouvements verticaux :	127
8.1.3. Distance d'arrêt et zone d'évitage :	127
a. Arrêt :	127
b. Evitage :	127
8.1.4. Mouillage, accostage et amarrage :	128
a. Mouillage :	128
b. Accostage :	128
c. Amarrage :	129
8.2. Les chenaux maritimes et les zones de manœuvre :	129
8.2.1. Facteurs de choix des caractéristiques d'un chenal :	129
8.2.2. Profondeur des chenaux :	129
a. Niveau de référence H_w :	130
b. Tirant d'eau admis T_a :	130
c. Mouvements verticaux du navire E_v et E_h :	130
d. Différence entre le niveau nominal du fond du chenal et celui de dragage du chenal :	131
e. Niveau nominal du fond du chenal H_c :	131
g. Niveau nominal de dragage H_D :	131
8.3. Tracé des chenaux :	132
8.3.1. Généralités :	132
8.3.2. Facteurs du choix du tracé :	132
a. Rayon de courbure:	132
b. Surlargeur:	132
c. Intervalle minimale entre 2 courbes consécutives :	132
8.4. Largeur des chenaux :	132
8.4.1. Largeur nominale d'un chenal : B.....	132
8.4.2. Calcul de B à un sens de circulation :	133
a. Estimation de la position du centre de gravité par rapport à l'axe du chenal:	133
b. Estimation de l'écart dû à l'inertie de la manœuvre du navire :	133
c. Estimation de l'encombrement du navire :	133
d. Estimation de la largeur B du chenal :	133
8.4.3. La surlargeur en courbe :	133

a.	Estimation de la largeur en courbe :	133
b.	Raccordement :	134
8.5.	Zones de manœuvres :	134
8.5.1.	Plan d'eau nécessaire au freinage :	134
a.	Dispositions générales :	134
b.	Largeur de la zone de freinage :	134
c.	Longueur de la zone de freinage :	134
8.5.2.	Aire d'évitage :	135
a.	Conditions normales avec remorqueurs :	135
b.	Aire d'évitage sans remorqueurs :	135
9.	Méthode d'étude de la manœuvrabilité à l'accès du port Lamhiriz :	136
9.1.	Définition du navire de projet et des dimensions caractéristiques du port :	136
9.1.1.	Navire cible ou de projet :	136
9.1.2.	Dimensions caractéristiques du port :	136
10.	Conclusion générale :	138
D.	ANNEXES	139
E.	Références et logiciels	153

A. Etude du port de pêche Lamhiriz

1. Présentation de l'organisme d'accueil :

SOMAGEC: Un des leaders les plus dynamiques du développement national



Depuis sa création, la Société Maghrébienne de Génie Civil "SOMAGEC" n'a pas cessé de mobiliser efficacité et efficience lors de la réalisation d'une large gamme de projets d'infrastructures générateurs de développement socio-économique. Les édifices de grande envergure bâtis aux quatre coins du pays et particulièrement dans le domaine maritime en sont le vrai témoignage.

Les opérations réalisées ont intéressé l'ensemble des ports marocains et ont permis au Maroc de se doter d'un outil technologique disposant des mêmes compétences et de la même logistique que celles des entreprises les plus performantes à l'échelon mondial.

L'implication, la mobilisation et la ferme volonté de son personnel a constitué un atout majeur pour la concrétisation de ses plans stratégiques. Son défi aujourd'hui réside dans la consolidation des acquis au niveau national et le partage de sa technologie et de son savoir-faire avec les autres pays africains. Son ancrage dans le continent Africain l'oblige à contribuer activement pour son développement durable.

- **Siège Social, Bureau & Entrepôts :**

Angle rue Mohamed El Mesfioui & Corbi - Oukacha - CP 20580 - Casablanca 05 - Maroc

- **Chiffre d'affaire en 2011 :** 821 225 481,53 Dhs
- **Téléphone:** (212) 522-35-49-45/46/47 (212) 522-35-47-87/88/89
- **Fax:** (212) 522-35-44-24, (212) 22-35-59-95
- **Site web :** www.somagec.ma
- **E-mail:** somagec@somagec.ma

1.1. Chiffre d'affaires de la SOMAGEC :

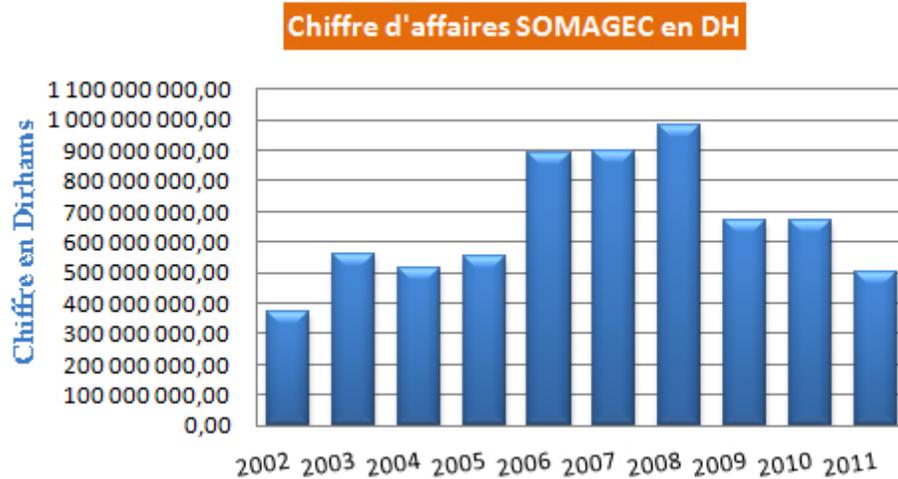


Figure 1: Chiffre d'affaires de SOMAGEC

1.2. Moyens matériels et humains :

SOMAGEC compte environ 5000 personnes qui excellent dans le domaine et qui brassent tous les niveaux de qualification nécessaires pour réaliser les différents projets. Un tel arsenal de compétences bénéficie de l'entière confiance des managers et couvre amplement les besoins de l'entreprise lors de la réalisation de tout projet. Ces ressources sont donc aptes de satisfaire toutes les entités, qu'elles soient opérationnelles, fonctionnelles ou d'appuis.

En outre, SOMAGEC dispose de moyens matériels très sophistiqués et adaptés à leur secteur d'activité, dans un but de réaliser ses projets dans les meilleures conditions qui soient.

L'entreprise dispose de plusieurs moyens matériels dont on peut citer :

- Engins flottants : Grues flottantes, dragues, barges flottantes...
- Matériels de terrassement : Bulldozer, compacteurs, pelles hydrauliques.
- Matériel nécessaire à la mise en œuvre du béton : des centrales à béton, des camions malaxeurs...
- Engins de transport : qui sont très nombreux et qui vont du simple camion utilitaire aux puissants plateaux semi-remorques et des portes-char...
- Matériels de pompage et de plongée et des compresseurs...



1.3. Politique qualité :

Conformément à la norme ISO 9001 version 2000, SOMAGEC a mis en place un système de management de la qualité dont la politique générale correspond à une vision stratégique articulée autour des points suivants :

- Sensibilisation, responsabilisation, développement des compétences et du sentiment d'appartenance à l'entreprise de chaque collaborateur ;
- Optimisation et diversification des moyens matériels ;
- Manager des projets à travers l'amélioration de ses performances par un pilotage efficace ;
- Amélioration continue de la qualité de ses prestations auprès de ses clients et par l'obtention de leur satisfaction ;
- Gagner la confiance des parties prenantes en renforçant son image en tant qu'entreprise citoyenne notamment par le respect de l'environnement et le partage des acquis ;
- Encourager le partenariat avec ses fournisseurs et prestataires de service en les intégrant dans sa stratégie de développement ;
- Confirmation et développement de sa présence à l'échelon international.



1.4. Quelques projets signés SOMAGEC :



Travaux de construction des ouvrages
d'accostage du port de Tanger Méditerranée



Parc éolien de Foug Eloued
Laayoune de 50MW



Construction de la station balnéaire Mazagan



Construction de l'émissaire en mer : Anza-Agadir



*Travaux de réalisation du Lot 2 du nouveau Port
de Ksar Sghir, Ouvrage d'accostages*



*Construction du port de pêche et de plaisance
de Saïdia*

Figure 2: Projets réalisés par SOMAGEC

2. Présentation du projet :

2.1. Situation et données du projet :

2.1.1. Généralités sur le projet :

Ce projet s'intéresse à un port de pêche situé près du village LAMHIRIZ à 300 km de la ville de DAKHLA.

Ce port est destiné à abriter une flottille de 300 barques, 30 palangriers et 20 sardiniers. Les barques seront alignées sur les files des appontements flottants. Quant aux palangriers et sardiniers, un appontement flottant de 108m de longueur et un quai d'une linéaire de 146m ont été prévus pour servir d'ouvrages d'accostage.

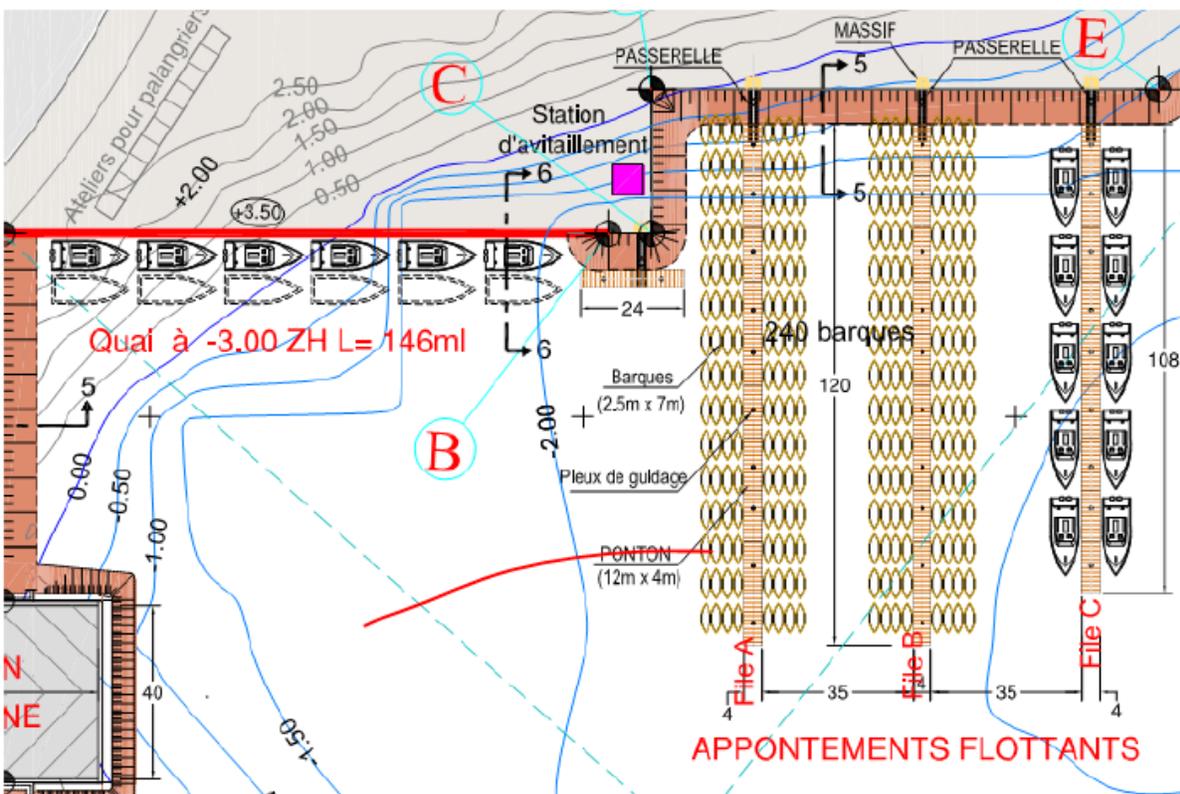


Figure 3: Disposition de la flottille des barques, palangriers et sardiniers dans le bassin du port de Lamhiriz

2.1.2. Localisation du projet :

Le site de ce port a été choisi suite aux résultats de l'analyse multicritère basée sur les critères suivants:

- Importance des dragages.
- Risque d'ensablement marin.
- Conditions naturelles.
- Accessibilité.
- Extensibilité.
- Coût.

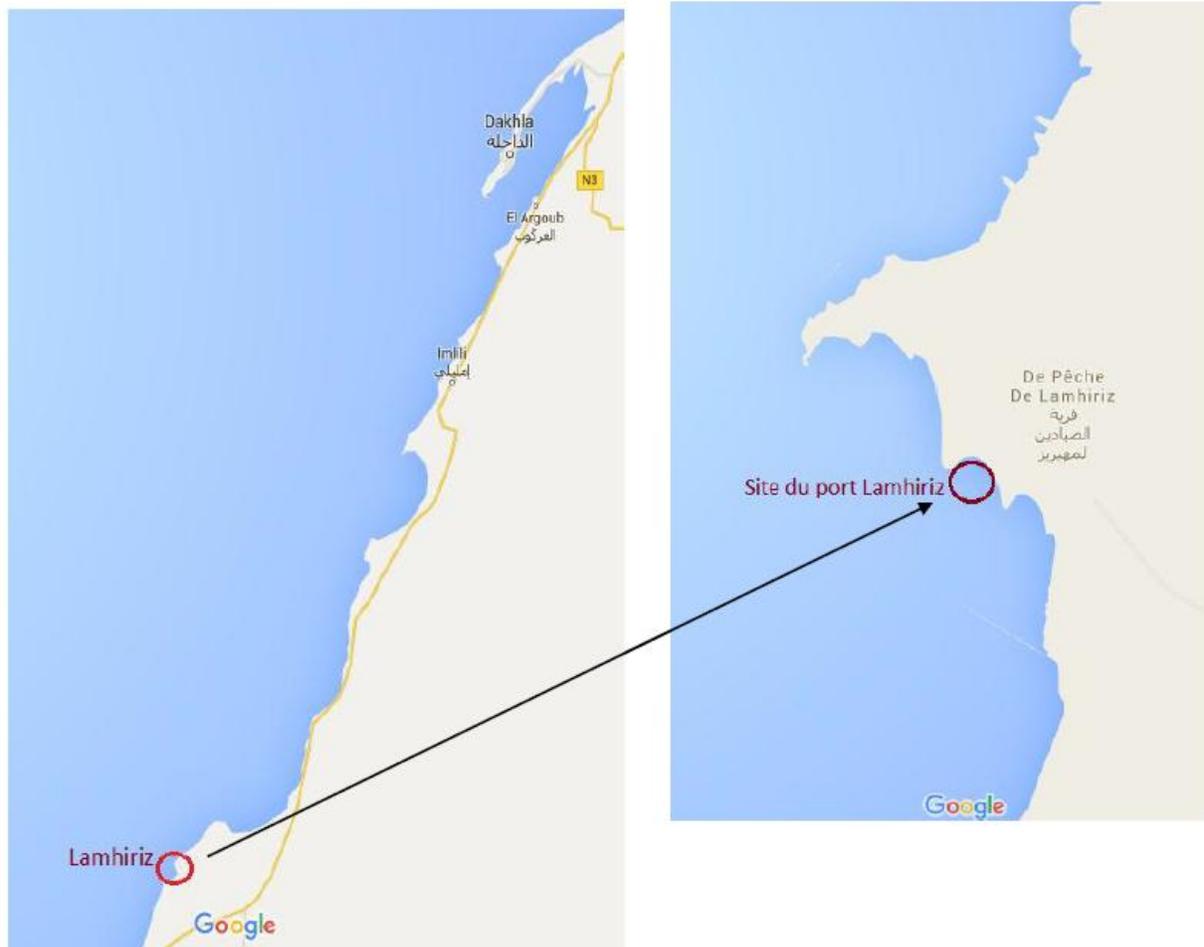


Figure 4: Site du port Lamhiriz

2.1.3. Données du vent :

Selon l'étude réalisée, les régimes de vent sur le site sont très peu variés, majoritairement de 2 à 8 m/s en provenance du N20°.

2.1.4. Marée :

Selon l'étude réalisée, les cotes atteintes par les eaux en cas de marées de vives-eaux et de mortes-eaux, en tenant compte de la surélévation du niveau de la mer due à des phénomènes météorologiques (dépression ou vents forts) sont :

$$\text{PMVEE} = +2.40 \text{ m/ZH}$$

$$\text{BMVEE} = +0.80 \text{ m/ZH}$$

L'écriture de la hauteur en m/ZH signifie que cette hauteur est mesurée au-dessus du zéro hydrographique.

2.1.5. La houle au large :

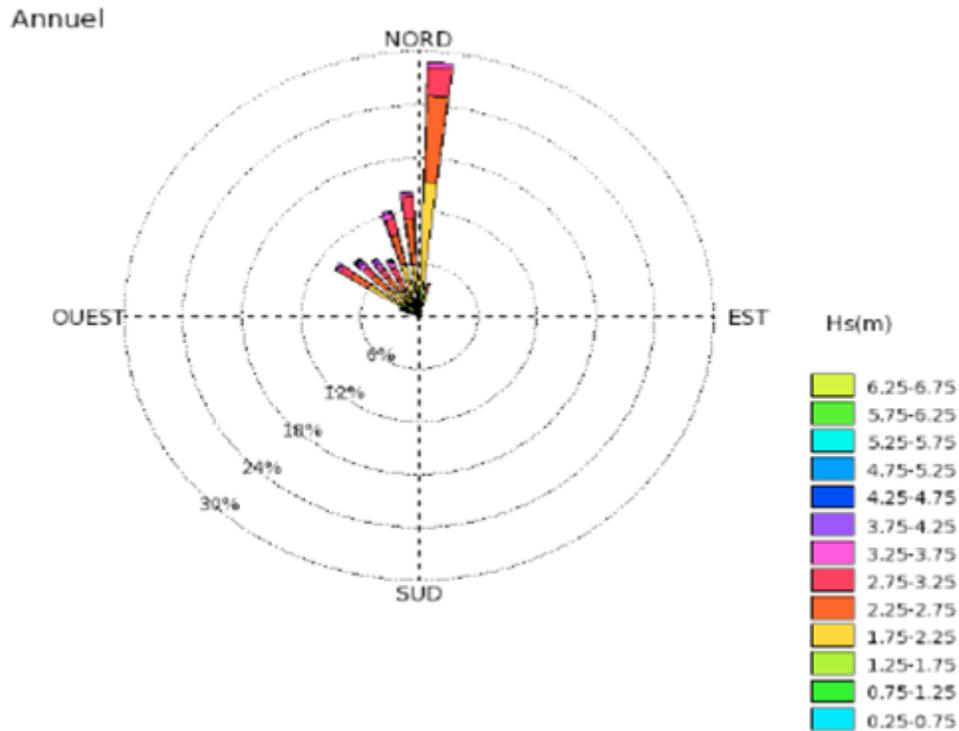


Figure 5: Rose des Hs annuelle modélisée au large de LAMHIRIZ.

Les états de mer modélisés sur une période de 18 ans au large de Lamhiriz viennent principalement des secteurs Nord et Nord-Ouest. Cependant, on observe des états de mer peu fréquents venant du secteur Sud-Sud-Ouest pouvant atteindre 2.6 m (invisible sur la rose des Hs).

Les houles retenues pour la simulation depuis le large sont :

	Direction	Hauteur significative de la houle (m)
Houle nord	N4,5°	3,75
Houle Nord-Ouest	N310°	4,25
Houle Sud-Sud-Ouest	N202,5°	2,6

Tableau 1: Caractéristiques des houles retenues

Pour la période de pic, l'étude a montré qu'elle varie entre 6s et 22s. C'est pour cela que nous avons choisi de faire les simulations pour chaque houle pour les périodes 6s, 14s et 22s.

Les points de calcul de la houle au pied de l'ouvrage ont été déterminés comme suit (Tableau ci-dessous) :



Figure 6: Emplacement des points d'étude autour du port de LAMHIRIZ

Nom	Easting (Lambert Maroc zone 4)	Northing (Lambert Maroc zone 4)	Profondeur (Par rapport au zéro hydraulique)
P1	328648,191	410726,382	1,27
P2	328647,523	410689,424	2,04
P3	328699,673	410498,047	3,03
P4	328767,345	410407,316	3,29
P5	328815,448	410359,679	3,27
P6	328921,000	410567,000	0,34
P7	328872,410	410525,094	2,14
P8	328812,536	410507,185	2,82

Tableau 2: Coordonnées des points d'étude

2.2. Bathymétrie de la zone :

Les résultats des levés réalisés montrent qu'en s'éloignant du site du projet, les profondeurs des fonds marins varient de -2 m/ZH dans le port à -12.4 m/ZH dans la zone située à environ 3 km du site d'implantation du port. A partir de cette zone, la bathymétrie des fonds marins commence à changer vers des cotes moins importantes atteignant -7 m/ZH au large (voir figure7).

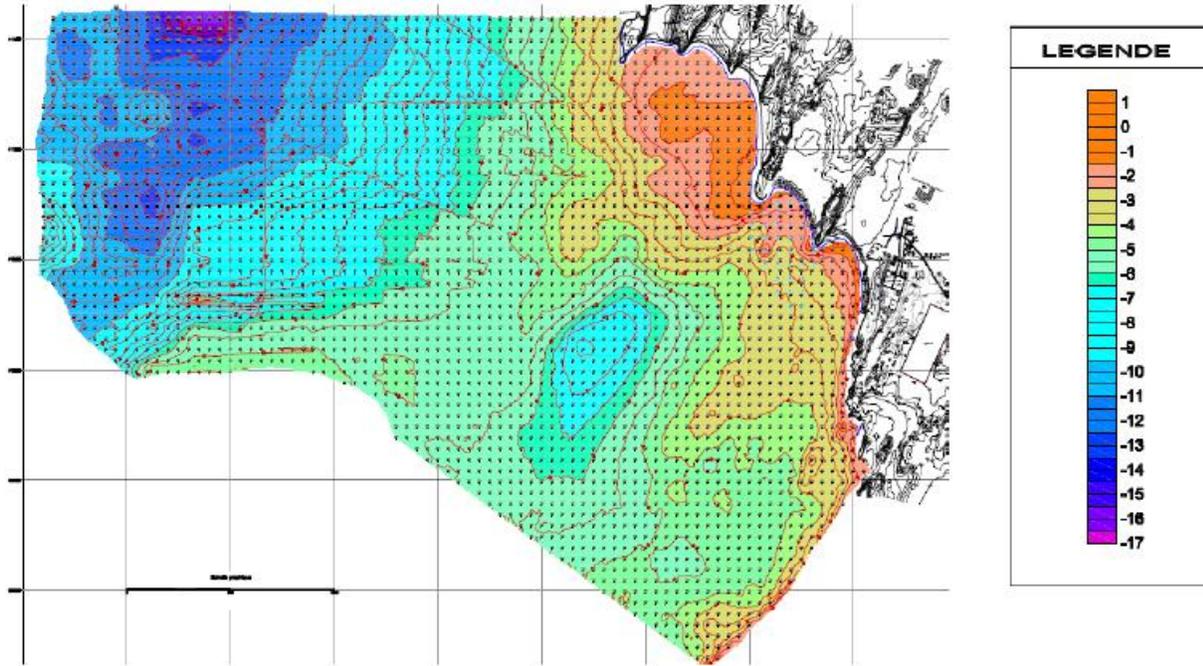


Figure 7: Plan topo-bathymétrique de la région de LAMHIRIZ.

Les points utilisés sont extraits du fichier Autocad sous format (x,y,z), on dispose d'une distribution assez uniforme avec un écart moyen de 50 m entre deux points voisins. Ces points sont complétés par ceux que nous allons obtenir de la base de données de GEBCO jusqu'à des profondeurs de -40 m. Signalons que les points ajoutés sont très éparpillés, ils seront par la suite densifiés moyennant une interpolation dans BlueKenue.

3. Synthèse théorique :

Dans cette étude, on ne s'intéresse qu'à la houle, initialement générée par le vent. La houle est un ensemble d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon presque uniforme vers le rivage. Le vent est le seul apport d'énergie à la surface de l'eau et le transfert d'énergie est obtenu par la déformation de la surface de l'eau et la contrainte exercée sur cette dernière. La propagation d'une perturbation se traduit par un transport d'énergie, à une vitesse qui n'est pas forcément identique à celle de la perturbation.

Une houle générée par une dépression se propage de façon quasi linéaire. Elle est théoriquement la conséquence de la force du vent, la distance (Fetch) et le temps durant lequel il a soufflé. Cette zone d'interaction entre la surface de l'océan et le vent engendre un train de houle qui peut donc se propager dans n'importe quelle direction et atteindre des côtes lointaines. La viscosité de l'eau et l'interaction entre les molécules sur la surface libre joue un rôle très mineur pour la houle. De même, on néglige la compressibilité du fluide seulement primordiale pour la propagation des ondes sonores.

Les fréquences et les longueurs d'onde de la houle sont suffisamment courtes pour ignorer la force de Coriolis et toutes les variations des champs de force à l'échelle de la planète. Enfin, l'action de la houle s'estompe suffisamment rapidement suivant la profondeur pour négliger le plus souvent les stratifications en densité des océans.

On peut présenter les hypothèses de base comme suit :

- Un fluide parfait.
- Pour une houle déjà formée, les seules forces agissantes sont la gravité et la pression atmosphérique constantes dans l'espace et dans le temps.

Les équations générales de la mécanique des fluides conduisent aux lois fondamentales qui régissent le mouvement ondulatoire de la houle.

La vitesse de propagation des vagues dépend de leur longueur d'onde, de leur amplitude et à l'approche du littoral, de la profondeur d'eau. Le phénomène de propagation des vagues est donc dispersif. Par ailleurs, les vagues ne se propagent pas toutes dans la même direction, d'où un aspect parfois chaotique de l'état de surface de la mer.

3.1. Les équations générales :

3.1.1. L'équation de continuité :

L'équation de conservation de la masse pour une particule fluide est donnée par la relation :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{v}) = 0$$

Si l'on considère une masse volumique ρ constante, c'est à dire un fluide incompressible (ρ indépendant de t) et homogène (ρ indépendant de x, y, z) l'équation ne fait intervenir que le champ de vitesse $v(x, y, z, t)$ et se résume à :

$$\text{div}(\vec{v}) = 0$$

Pour un fluide parfait, on montre qu'une perturbation irrotationnelle le reste indéfiniment. On peut appliquer ce théorème au mouvement des ondes dont l'écoulement sera supposé de rotationnel nul :

$$\text{rot}(\vec{v}) = 0$$

On définit donc dans tout le fluide un potentiel de vitesses $\Phi(x, y, z, t)$ tel que :

$$\vec{v} = \nabla\Phi$$

Où ∇ désigne l'opérateur gradient. L'équation de continuité prend la forme d'une équation scalaire et se traduit par la nullité du Laplacien (Δ) du potentiel de vitesses dans le domaine fluide :

$$\Delta\Phi = 0$$

3.1.2. Conditions cinématiques :

A la surface libre, la déformation due à la perturbation, notée $\eta(x, y, t)$ dépend des coordonnées horizontales de l'espace et du temps, l'axe Oz est choisi vertical orienté vers le haut.

La condition cinématique stipule qu'une particule de la surface libre doit y rester :

$$\frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial\eta}{\partial t} + \frac{\partial\Phi}{\partial x} \frac{\partial\eta}{\partial x} + \frac{\partial\Phi}{\partial y} \frac{\partial\eta}{\partial y} = \frac{\partial\Phi}{\partial z}$$

3.1.3. Conditions dynamiques :

La condition dynamique traduit l'équilibre des forces sur la surface libre. Pour un fluide **parfait, incompressible et irrotationnel**, dont la seule force de rappel est la force de gravité g , l'équation de quantité de mouvement dans le champ gravitationnel s'écrit :

$$\overrightarrow{grad} \left(\frac{\partial\Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (\overrightarrow{grad}\Phi)^2 + \frac{p}{\rho} + gz \right) = \vec{0}$$

En intégrant suivant les coordonnées spatiales, on exprime la pression par la relation de Bernoulli-Lagrange telle que :

$$\left(\frac{\partial\Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (\overrightarrow{grad}\Phi)^2 + \frac{p}{\rho} + gz \right) = C(t)$$

La fonction Φ étant définie à une constante dépendant du temps, il est possible d'exprimer la pression de la façon suivante :

$$p = p_{atm} - \rho gz - \rho \left(\frac{\partial\Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (\overrightarrow{grad}\Phi)^2 \right)$$

a. **A la surface libre :**

Par un choix convenable de l'origine des altitudes au niveau de la surface libre et en prenant pour origine des pressions la pression atmosphérique, la condition dynamique devient :

$$\left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} (\overrightarrow{grad} \Phi)^2 + \frac{p}{\rho} + gz \right)_{z=\eta} = 0$$

Sachant que $\vec{v} \cdot \vec{\nabla} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} \right) = \frac{1}{2} \frac{\partial v^2}{\partial t}$ et en supposant la pression constante et égale à zéro à l'interface air-eau, on en déduit que :

$$\left(g \frac{\partial \Phi}{\partial z} + \frac{\partial v^2}{\partial t} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} + \frac{1}{2} \vec{v} \cdot \vec{\nabla} (v^2) \right)_{z=\eta} = 0$$

b. Sur le fond :

Pour une mer en profondeur **finie**, la condition d'imperméabilité au fond, interdisant tout transfert de masse à travers le fond ayant comme équation $z = -h(x, y)$, est donnée par :

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n_{z=-h}} = 0$$

\vec{n} : La normale au fond.

Lorsque l'écoulement induit par la houle n'affecte pas le fluide au voisinage du fond, on est dans le cas appelé **profondeur infinie**. La condition dynamique devient :

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0$$

Des solutions analytiques sont trouvées par fond plat ou en profondeur infinie en apportant certaines simplifications à la condition dynamique de surface libre. La solution la plus simple mais la plus restrictive est obtenue après linéarisation. Des solutions plus réalistes sont obtenues par des développements en perturbations de la solution.

3.1.4. Caractérisation des vagues :

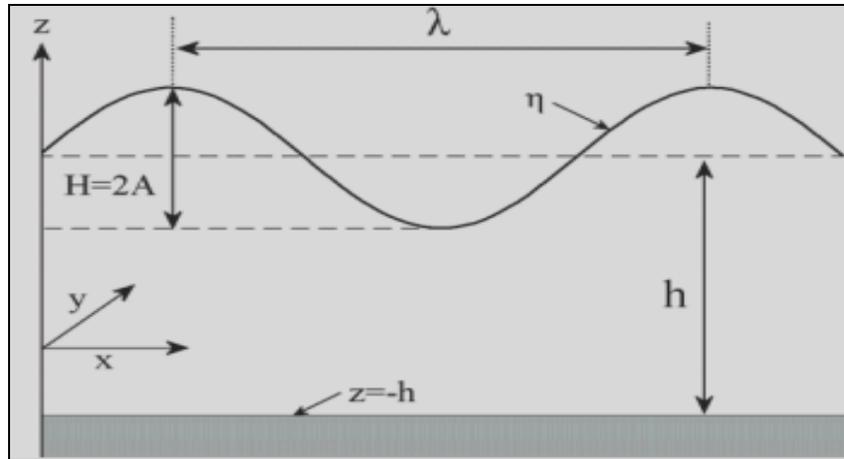


Figure 8: Représentation graphique des paramètres des vagues

La figure ci-dessus représente un champ de vagues dans son repère (x, y, z) et les différents paramètres géométriques qui permettent de le caractériser. Une catégorisation importante des théories de houle est liée aux rapports respectifs des trois paramètres géométriques que sont la hauteur crête à creux $H=2A$.

Où :

- A l'amplitude.
- la longueur d'onde.
- h la profondeur d'eau.
- la déformée de la surface libre.

3.2. La houle de Stokes :

La théorie de Stokes est valide en condition de profondeur d'eau infinie ou finie, en plus des hypothèses précédentes, l'écoulement est supposé irrotationnel, c'est-à-dire que les particules fluides ne peuvent subir de rotations. Sous cette hypothèse, l'étude des oscillations de la surface libre peut s'effectuer par l'intermédiaire d'un potentiel des vitesses.

L'ensemble des équations de base forme un système non linéaire, où l'on exprime le potentiel et ses dérivées sur une surface libre de profil inconnu. Les théories de houle en eau profonde, intermédiaire ou en eau peu profonde sont liées à la valeur prise par le paramètre d'Ursell (1953) :

$$U_r = \frac{A}{h} \frac{1}{(kh)^2} = \frac{A\lambda^2}{4\pi h^3}$$

Une valeur de $U_r \ll 1$ signifie que les effets de dispersion sont prépondérants devant les effets non linéaires. Une solution au problème peut être recherchée en développant le potentiel Φ . C'est la théorie dite de Stokes qui conduit aux modèles de houles régulières (monochromatiques) portant son nom et dont l'ordre N signifie que le développement est tronqué à cet ordre en omettant les termes suivants. A l'inverse, une valeur du paramètre d'Ursell de l'ordre ou grande devant 1 conduit à prendre comme petit paramètre le ratio h/λ . On aboutit alors aux modèles de houle cnoïdale et d'onde solitaire (Molin, 2002).

3.2.1. Théorie linéaire, houle d'Airy :

Les premières approches analytiques consistent d'abord à supposer que les ondes se propagent sur un fond plat. La houle la plus simple s'obtient en linéarisant les équations cinématique et dynamique.

a. L'Expression des potentiels des vitesses :

L'amplitude de l'onde est supposée « infiniment petite », c'est-à-dire qu'on peut négliger les termes proportionnels au carré de l'amplitude dans les équations. La condition peut ainsi être écrite en $z = 0$ par un développement de Taylor au premier ordre. La houle irrotationnelle « infiniment petite » est aussi appelée « **houle d'Airy** » (d'après les travaux de Airy, 1845) ou « houle de Stokes au 1^{er} ordre ».

On recherche des solutions en fond plat, ou en profondeur infinie. La condition limite devient alors :

- En $z = 0$ (La côte $z = 0$ représente la surface libre au repos) :

$$g \frac{\partial \Phi}{\partial z} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} = 0$$

- En $z = -h$ (au fond) :

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0$$

La périodicité du mouvement $T = 2\pi\omega$ où ω correspond à la pulsation de la houle, suggère pour le potentiel $\Phi(x, z, t)$ une expression complexe (dont la solution est sa partie réelle) de la forme :

$$\Phi(x, z, t) = \phi(x, z)e^{i\omega t}$$

La recherche de solutions harmoniques pour $\phi(x, z)$, tel que $\Phi(x, z, t)$ satisfait aux conditions limites permet d'obtenir :

$$\phi(x, z) = [Ae^{-ikx} + Be^{+ikx}]ch(k(z + h))$$

Où k , le nombre d'onde, vérifie la relation de dispersion :

$$\omega^2 = gk \cdot \tanh(kh)$$

La vitesse de propagation de l'onde, ou vitesse de phase, notée c est donnée par :

$$c = \frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kh)}$$

La vitesse de phase c dépend donc de la pulsation ω . La propagation de la houle est un phénomène dispersif, et sa longueur d'onde diminue avec la profondeur d'eau :

$$\lambda = \frac{2\pi}{k} = cT$$

Pour une onde d'amplitude A (ou de crête à creux $H = 2A$) se propageant dans le sens des x croissants, la déformée de la surface libre η et le potentiel des vitesses Φ sont donnés par :

$$\eta(x, t) = A \cdot \sin(\omega t - kx)$$

Et

$$\Phi(x, z, t) = \frac{A\omega}{k} \frac{ch(k(z + h))}{sh(kh)} \cos(\omega t - kx)$$

Par commodité, on peut aussi écrire les expressions de η et de Φ sous les formes complexes suivantes :

$$\eta(x, t) = -iA \cdot e^{i(\omega t - kx)}$$

$$\Phi(x, z, t) = \frac{A\omega}{k} \frac{ch(k(z + h))}{sh(kh)} e^{i(\omega t - kx)}$$

b. Champs de vitesse :

Le champ de vitesses est déduit de $v = \nabla\Phi$, les positions des particules X et Z sont obtenus en intégrant :

$$\frac{dX}{dt} = u = \frac{\partial\Phi}{\partial x} \text{ et } \frac{dY}{dt} = v = \frac{\partial\Phi}{\partial z}$$

En identifiant la vitesse des particules en (X, Z) à celle de leur position moyenne (x,z) on obtient :

$$X = A\omega \frac{ch(k(z+h))}{sh(kh)} \cos(\omega t - kx) = X_0 \cos(\omega t - k)$$

$$Z = A\omega \frac{sh(k(z+h))}{sh(kh)} \sin(\omega t - kx) = Y_0 \cos(\omega t - k)$$

c. Trajectoires des particules :

Les trajectoires forment des ellipses vérifiant l'équation :

$$\left(\frac{X}{X_0}\right)^2 + \left(\frac{Y}{Y_0}\right)^2 = 1$$

La trajectoire des particules est alors circulaire en profondeur infinie ($\frac{h}{\lambda} > 0.5$), et elliptique, de forme de plus en plus écrasée au fur et à mesure que le fond remonte.

Les trajectoires des particules fluides au premier ordre d'approximation, illustrées par la figure, sont donc des ellipses d'autant plus aplaties que le fond remonte (et réduite à un mouvement de va et vient avant le déferlement). En profondeur infinie, ($\frac{h}{\lambda} > 0.5$), ce sont des cercles dont le rayon décroît exponentiellement avec l'immersion z.

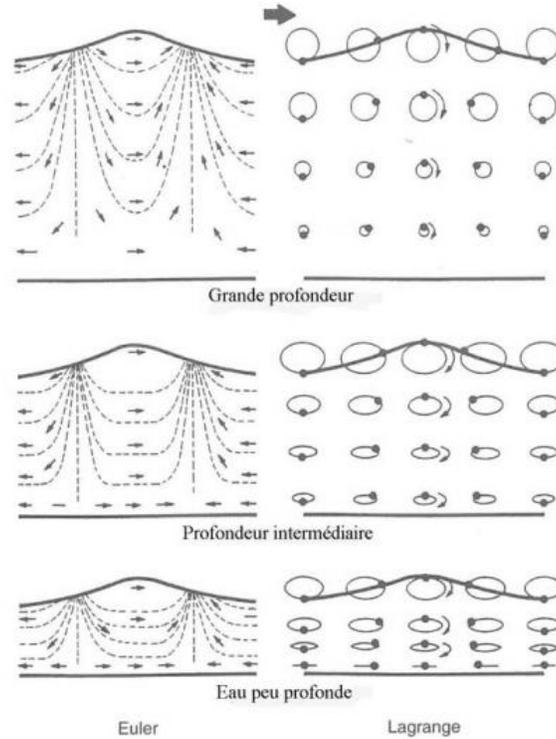


Figure 9: Représentation des mouvements orbitaux des particules fluides au passage d'une houle progressive

d. Les considérations énergétiques :

L'énergie potentielle par unité de volume est donnée par $dE_p = \rho g z dx dy dz$, avec z l'altitude par rapport à l'état de référence $z = 0$.

L'énergie potentielle E_p par unité de longueur d'onde λ et de largeur dy d'une houle monochromatique se propageant suivant l'axe (Ox) s'écrit par conséquent :

$$E_p = \int_0^\lambda \rho g \frac{\eta^2(x)}{2} dx$$

Expression qui devient pour une houle linéaire **d'Airy**:

$$E_p = \frac{\rho g A^2}{4} \lambda$$

L'énergie cinétique par unité de longueur d'onde et de largeur dy est donnée par :

$$E_c = \frac{1}{2} \int_{x=0}^\lambda \int_{z=-h}^\eta \rho v^2 dx dz$$

Expression qui devient pour une houle linéaire d'Airy:

$$E_c = \frac{\rho g A^2}{4} \lambda$$

L'énergie totale (ou mécanique) de la houle est donc la somme des deux et donne :

$$E_m = \frac{\rho g A^2}{2} \lambda$$

L'énergie moyenne par unité de surface $dxdy$, notée E , est donnée par :

$$E = \frac{\rho g A^2}{2}$$

L'expression de l'énergie moyenne de la houle transmise E_m à travers le plan (yOz), normal à sa direction de propagation, est donnée par :

$$E_t = \frac{1}{T} \int_0^{t+T} \int_{x=-h}^{\eta} p \vec{v} \cdot \vec{n} dz dt$$

Où $p = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{1}{2} v^2$ est la pression dynamique, qui pour une houle d'Airy est approchée par :

$p = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t}$, et \vec{n} la normale au plan (yOz).

L'expression devient alors :

$$E_t = \frac{\rho g A^2}{4} C \left[1 + \frac{2kh}{sh(2kh)} \right] = \frac{\rho g A^2}{2} C_g = E C_g$$

L'énergie de la houle se propage donc à la vitesse de groupe, nommée C_g , et définie par :

$$C_g = \frac{1}{2} C \left[1 + \frac{2kh}{sh(2kh)} \right]$$

e. La houle irrégulière :

La linéarité de la solution permet d'appliquer le théorème de superposition pour la description d'une houle réelle, comme la somme des composantes spectrales indépendantes au 1er ordre, soit une combinaison de houles d'Airy sous la forme :

$$\eta(t) = \sum_i A_i \cos(\omega_i t + k_i x + k_i y + \theta_i)$$

Où (ω_i, k_i) vérifie la relation de dispersion et θ_i correspond au déphasage.

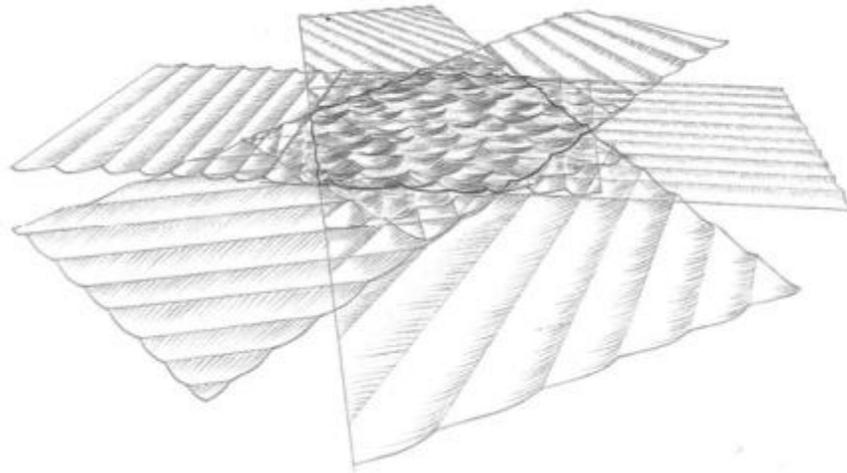


Figure 10: Représentation de l'état de mer par la superposition d'ondes

La figure montre une illustration d'un état de mer, par la décomposition de plusieurs trains d'onde de caractéristiques et de directions différentes.

3.3. Déformation de la houle à l'approche des côtes :

En dehors de la mer du vent, les lames disposent de tout l'espace pour s'épanouir sans contrainte. Cependant, à l'approche des côtes, la modification du milieu de propagation engendre différents phénomènes de transformation de la houle qui sont : la réfraction, la diffraction, le déferlement et la réflexion.

Lorsque la houle se propage dans un milieu de profondeur variable, sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle, les crêtes se déforment en plan : la houle réfracte. Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle diffracte.

La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux, soit par réduction de la longueur d'onde par suite de la diminution de la profondeur. Alors la vague est partiellement ou totalement détruite : la houle déferle. Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement. La houle réfléchit en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis.

3.3.1. Profondeur relative :

La présence du facteur hyperbolique $th(kd)$ dans les formules générales sur la houle nous incite à distinguer deux plages particulières de valeurs pour l'argument θ ; ainsi, nous avons :

$th(\theta) \approx 1$ (resp $th(\theta) \approx \theta$) avec une erreur relative inférieure à $0.5 \cdot 10^{-3}$ dès que $\theta > \pi$ (resp $\theta < 8\pi/100$)

Cela justifie la considération du paramètre d/L appelé profondeur relative ; et motive la définition suivante.

Nous dirons que la houle est respectivement :

- En eau profonde, si $\frac{d}{L} \geq \frac{1}{2}$ (auquel cas $k \times d \geq \pi$)
- En eau peu profonde, si $\frac{d}{L} \leq 0.04$ (auquel cas $k \times d \leq \frac{8\pi}{100}$)
- En eau intermédiaire, si $0.04 \leq \frac{d}{L} \leq \frac{1}{2}$

3.3.2. Application aux équations de la houle :

Nous avons montré précédemment que le potentiel des vitesses de la houle peut se mettre sous la forme :

$$\phi(M, t) = \frac{Hg}{2\omega} \frac{ch(k(y+d))}{ch(kd)} \sin(kx - \omega t)$$

Ce qui lui confère donc les caractéristiques suivantes :

- **Période de la houle :** $T = \frac{2\pi}{\omega} = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \coth\left(2\pi \frac{d}{L}\right)}$
- **Longueur d'onde de la houle :** $L = \frac{2\pi}{k} = \frac{2\pi g}{\omega^2} \text{th}\left(2\pi \frac{d}{L}\right)$
- **Célérité de la houle :** $c = \frac{L}{T} = \frac{\omega}{k} = \frac{g}{\omega} \text{th}\left(2\pi \frac{d}{L}\right) = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \text{th}\left(2\pi \frac{d}{L}\right)}$

Cependant, en considérant l'approximation présentée précédemment on aura, pour une houle évoluant en eau peu profonde :

- **Période :** $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{L}{\sqrt{gd}}$
- **Longueur d'onde :** $L = \frac{2\pi}{k} = T\sqrt{gd}$
- **Célérité :** $c = \frac{L}{T} = \frac{\omega}{k} = \sqrt{gd}$

De la même façon, les équations cinématiques de la houle peuvent être écrites en faible profondeur relative comme suit :

- **Les vitesses :**

$$v_x = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos(kx - \omega t)$$

$$v_y = \frac{\pi H}{T} \frac{y + d}{d} \sin(kx - \omega t)$$

- **Les accélérations :**

$$\gamma_x = \frac{\pi H}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin(kx - \omega t)$$

$$\gamma_y = -\frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{y + d}{d} \cos(kx - \omega t)$$

3.3.3. Interaction des vagues :

a. **La réfraction :**

La réfraction caractérise les changements de direction et de vitesse qui interviennent lors de la propagation d'une onde dans un milieu hétérogène à variation lente ou lorsqu'elle franchit une discontinuité.

Lorsque la houle traverse obliquement une zone dans laquelle les fonds remontent doucement, sa vitesse de propagation, dépendant de la profondeur suivant la relation de dispersion ($c = c_0 \tanh(kd)$), est plus faible vers les petites profondeurs que vers les grandes. En conséquence, la ligne de crête se déforme et tend à devenir normale à la ligne de plus grande pente. C'est le phénomène de réfraction de la houle.

La réfraction tend à faire converger la houle derrière des hauts fonds et à la faire diverger derrière des dépressions bathymétriques. On peut constituer les diagrammes de réfraction par deux méthodes:

-La 1ère est la méthode des lignes de crêtes (Johnson, M. P. O/Brienet J. D. Issacs 1948). On part d'une ligne de crête en eau profonde, un point sur la ligne de crête avance à la célérité locale normalement à la ligne de crête, un nouveau point est ainsi trouvé (la nouvelle ligne de crête est l'enveloppe de ces ondelettes) et de proche en proche on construit le diagramme de réfraction. Après le tracé du diagramme de réfraction des lignes de crête pour la période choisit on construit les orthogonales également espacées de B_0 arbitraire au large.

-La 2ème méthode est graphique pour construire les diagrammes de réfraction est la méthode des orthogonales (Arthur et Arthur. 1952) basée sur la loi de *Snell et Descartes* : On prend le cas d'une onde monochromatique qui traverse une marche (discontinuité de la profondeur) on va ignorer la réflexion de l'onde par la discontinuité qui passe instantanément de d_1 à d_2 il en résulte une discontinuité de la célérité c_1 à c_2 et la longueur d'onde de L_1 à L_2 . $(\frac{c_1}{c_2} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{\sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_2)})$, α_i étant l'angle entre la ligne de crête et l'isobathe i .

En écrivant la conservation de la puissance le long des crêtes, on aboutit à :

$$\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{n_1 L_1}{n_2 L_2}} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} = K_s \cdot K_r, \text{ avec } n \text{ l'indice du milieu } n = \frac{c_g}{c}$$

c_g La vitesse de groupe et c la célérité de l'onde. K_s est appelé coefficient de gonflement et K_r le coefficient de réfraction déterminé dans la méthode des orthogonales par le rapport $\sqrt{\frac{\cos(\alpha_1)}{\cos(\alpha_2)}}$, B la distance entre deux rayons.

b. Diffraction de la houle :

La diffraction est le comportement des ondes lorsqu'elles rencontrent un obstacle qui ne leur est pas complètement transparent, le phénomène peut être interprété par la diffusion d'une onde par les points de l'objet. La diffraction se manifeste par le fait qu'après la rencontre d'un objet, la densité de n est pas conservée selon les lois de l'optique géométrique.

Ce phénomène se manifeste dans différents cas, par exemple lorsqu'une onde arrive sur une digue, une partie du domaine au-delà de la digue voit arriver l'onde incidente, tandis que l'autre partie ne la voit pas. La différence d'amplitude se traduit alors par une diffraction de l'onde derrière la digue. Il convient de noter que la propagation peut engendrer, par réfraction, des gradients d'amplitude importants.

La diffraction tendra alors à réduire la concentration d'énergie. Le rapport de l'amplitude en un point M à l'amplitude de l'onde incidente est désigné par le coefficient de diffraction K_D , qu'on peut déterminer soit :

-Par la méthode de Wiegel : $K_D = f(\theta, \beta, \frac{r}{L})$

-Par l'approximation d'Iribarren : $K_D = \cos(\frac{\pi x}{2D})$ en un point M_i :

Avec : D désignent la distance $A_i C_i$ et X désigne $A_i M_i$

Si H_0 est l'amplitude crête – creux de l'onde incidente, après un parcours de durée t, sa valeur devient par amortissement :

$$H = H_0 e^{-t\gamma}$$

Pour calculer γ , Estuary and Coastal Hydrodynamics ont proposé la formule suivante :

$$\frac{c}{c_0} = \frac{L}{L_0} = \frac{1}{\sqrt{1 + (\frac{\gamma}{c \cdot k_0})^2}}$$

c. Shoaling de la houle :

Le phénomène de "shoaling" désigne le cas où les fonds remontent, et où les caractéristiques de la houle (hauteur, période, longueur d'onde, ...) évoluent.

Le coefficient de shoaling est rapport entre la hauteur crête à creux H d'une houle de nombre d'onde $k = \frac{2\pi}{L}$ qui se propage dans une profondeur d'eau d, et sa hauteur H_0 au large en eau profonde. Il traduit l'évolution de la hauteur de l'onde en fonction de la profondeur à flux d'énergie par unité de longueur de crête constant et s'écrit :

$$K_s = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\left(1 + \frac{2kd}{sh(2kd)}\right) \cdot th(kd)}$$

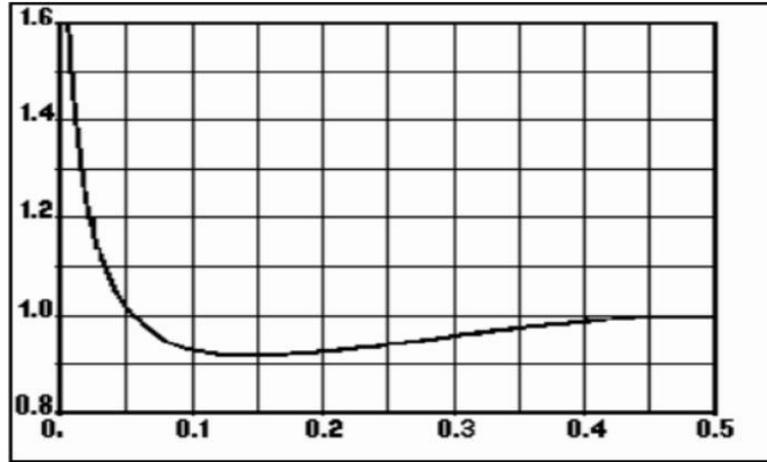


Figure 11: Evolution du coefficient de shoaling en fonction de la profondeur relative initiale h/L_0

La figure ci-dessus montre l'évolution du coefficient de « shoaling ». Le coefficient de shoaling décroît de 1 à 0.913 entre le large et la profondeur $0.15L_0$, puis augmente jusqu'au déferlement.

d. Le déferlement :

Le déferlement se produit dans les 4 situations suivantes :

- La vitesse des particules fluides à la crête de la vague devient égale à la célérité de l'onde (critère cinématique).
- La condition de pression nulle (origine des pressions la pression atmosphérique) en surface libre ne peut plus être satisfaite (critère dynamique).
- L'accélération des particules fluides, à la surface libre, devient supérieure à celle de la pesanteur (critère dynamique).
- Le profil de la surface libre devient vertical (critère géométrique).

Miche en 1944 avait déterminé les conditions au déferlement sur fond horizontal, il propose :

$\gamma_c = \text{cambrure critique} = \left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \frac{1}{7}$ pour $0.11 \leq \frac{d}{L} \leq 0.36$ ce qui donne les deux limites suivantes :

- **En eau profonde** : $\left(\frac{d}{L}\right)_0 = \frac{1}{7} \approx 0.14$; $L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$
- **En eau peu profonde** : $\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \frac{1}{7} \left(\frac{2\pi d}{L}\right) \rightarrow \left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0.9$

Miche en 1951 proposait également pour la cambrure limite, en eau profonde sur un fond en pente avec réflexion totale, l'expression :

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{critique} = \sqrt{\frac{2\beta}{\pi} \frac{\sin^2(\beta)}{\pi}} \text{ avec } \beta \text{ est la pente du fond.}$$

Et pour des ondes de types Stockes en mer très profonde : $\gamma_c = 0.318th\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$

On classe le déferlement sur une plage en 3 catégories :

- Déversant : apparition d'écume à mi-hauteur. La crête instable s'écoule sur la face avant (le front de l'onde est mousseux).
- Plongeant : formation de rouleaux. La crête se courbe et tombe ce qui induit un emprisonnement d'air et un bruit sourd.
- Gonflant : crête presque intacte mais pas sa base et le front avant.

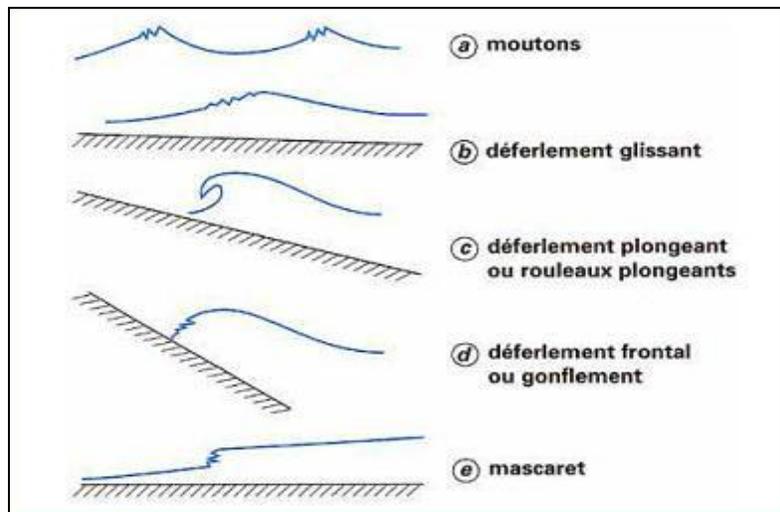


Figure 12: Types de déferlement sur une plage

4. Propagation de la houle :

4.1. Modélisation numérique avec l'outil SWAN :

4.1.1. Présentation du modèle :

SWAN : *Simulating Waves Nearshore*

C'est un modèle numérique spectral de troisième génération conçu pour simuler des vagues évoluant dans les régions côtières, les lacs et dans les estuaires tenant compte de conditions

données du vent, de la bathymétrie et du courant. Il a été conçu par l'université de technologie de Delft (Hollande). Le modèle est basé sur l'équation spectrale de conservation de l'action de la houle reliant le terme advection aux termes sources et puits qui est résolue suivant un schéma implicite en différences finies.

La modélisation de l'évolution de la houle du large à la côte, les processus à prendre en considération sont :

- La propagation.
- Les interactions conservatrices entre ondes.
- Les sources d'apport d'énergie.
- Les sources de dissipation de cette énergie.

➔ Ainsi, l'énergie des vagues évolue dans les deux espaces (géographique et spectral) et change d'aspect suite à la présence de vent en surface, de frottement avec le fond ou en déferlant. SWAN permet une simulation en mode uni ou bidimensionnel, stationnaire ou non-stationnaire, en coordonnées Cartésiennes (domaines de faible emprise) ou Sphériques (pour les petites et grandes échelles). Elle donne aussi en option trois sortes de grilles pour le maillage du domaine d'étude : une grille régulière, une grille curvilinéaire et une grille non-structurée.

SWAN fournit les quantités suivantes comme outputs:

- Le spectre unidimensionnel ou bidimensionnel.
- La hauteur significative de la houle.
- Les différentes périodes : période moyenne, période de pic et période énergétique.
- La direction moyenne de la houle.
- L'étalement directionnel.

4.1.2. Fonctionnalités du modèle :

Le logiciel prend en compte les phénomènes physiques suivants :

- La propagation de la houle dans l'espace et dans le temps.
- Le shoaling dû à des variations spatiales du fond marin et du courant.
- La réfraction due aux courants ainsi qu'aux fonds bathymétriques, et la variation des fréquences affectées par les courants.
- La diffraction.

- L'élévation induite par la houle (Wave induced set-up).
- La transmission et l'obstruction générées par des obstacles.
- La réflexion à la rencontre d'un obstacle.

Les processus suivants de génération et de dissipation des vagues sont aussi représentés dans le modèle SWAN:

- Génération par le vent.
- Dissipation matérialisée par des formations d'embruns (whitecapping).
- Dissipation par déferlement par baisse de la profondeur.
- Dissipation par frottement des fonds.
- Interactions non linéaires vague-vague (termes quadruples et triades).
- La dissipation due à la végétation.

Equations de base :

-Toute l'information reliée à la surface de la mer est contenue dans la densité d'énergie $E(t, x, y, \sigma, \theta)$ où t représente le temps, x et y étant les composantes horizontales de l'espace géographique, σ la fréquence relative et θ la direction.

-Cependant, le spectre considéré dans le modèle SWAN est celui de la densité de l'action des vagues $N(t, x, y, \sigma, \theta)$, plutôt que le spectre de la densité d'énergie. Et on a :

$$N(t, x, y, \sigma, \theta) = \frac{E(t, x, y, \sigma, \theta)}{\sigma}$$

-En effet, en présence de courants, la densité de l'action des vagues est conservée alors que la densité d'énergie ne l'est pas (Whitham, 1974).

→ L'action des vagues se propage dans les deux espaces géographique et spectral sous l'influence des termes de genèse et de dissipation. Ainsi, l'évolution du spectre des vagues est déterminée par l'équation bilan du spectre de la densité d'action liant le terme de propagation aux effets des termes sources et puits :

-En coordonnées cartésiennes, cette équation s'écrit sous la forme suivante (**Hasselmann et al. 1973**) :

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial c_x N}{\partial x} + \frac{\partial c_y N}{\partial y} + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S_{tot}}{\sigma}$$

Tel que : c_x , c_y , c_σ et c_θ sont les composantes de la vitesse de propagation obtenues à partir de la théorie linéaire des vagues :

$$c_x = \frac{dx}{dt} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{sh(2kd)} \right) \frac{\sigma k_x}{k^2} + u_x$$

$$c_y = \frac{dy}{dt} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kd}{sh(2kd)} \right) \frac{\sigma k_y}{k^2} + u_y$$

$$c_\sigma = \frac{d\sigma}{dt} = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \left(\frac{\partial d}{\partial t} + \vec{u} \cdot \nabla d \right) - c_g \vec{k} \cdot \frac{\partial \vec{u}}{\partial s}$$

$$c_\theta = \frac{d\theta}{dt} = -\frac{1}{k} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial d} \cdot \frac{\partial d}{\partial m} + \vec{k} \cdot \frac{\partial \vec{u}}{\partial m} \right)$$

Avec : $\vec{k} = (k_x, k_y)$ le nombre d'onde avec une amplitude k ,

d la profondeur.

\vec{u} le vecteur vitesse du courant.

s la coordonnée spatiale dans la direction θ .

m la coordonnée normale à s .

C_g la vitesse de groupe.

S_{tot} représente l'ensemble des termes sources et puits. En eau peu profonde, six (6) processus contribuent dans S_{tot} :

$$S_{tot} = S_{in} + S_{nl3} + S_{nl4} + S_{ds,w} + S_{ds,b} + S_{ds,br}$$

-Ces termes dénotent respectivement, l'amplification des vagues par le vent, le transfert non linéaire d'énergie à travers les interactions entre vagues (trois et quatre) et la formation d'embruns (whitecapping), la friction du fond (bottom friction) et le déferlement liée à la diminution de la profondeur (depth-induced wave breaking).

-Ces différents termes sont chacun intégrés à travers des équations diverses que nous ne mentionnerons pas ici. Les détails sur ces équations ainsi que sur le modèle SWAN sont décrits dans le manuel technique du logiciel accessible sur le site : <http://swanmodel.sourceforge.net/>.

4.1.3. Implémentation du modèle :

a. Mise en forme des données d'entrée:

- Comme spécifié précédemment, le logiciel SWAN peut recevoir les données sous trois formes : une grille régulière, une grille curvilinéaire ou une grille non structurée. Sachant que les données bathymétriques dont nous disposons sont issus de levés jusqu'à une profondeur réduite (-15 m/ZH), et que nous allons le compléter par les informations de GEBCO, la modélisation avec une grille non structurée est celle qui convient le mieux. De plus, elle présente plusieurs avantages par rapport aux deux autres types (régulière et curvilinéaire). En effet, d'une part, elle permet une définition plus précise de la bathymétrie, étant donné que tous les points à la disposition de l'utilisateur peuvent être intégrés, contrairement par exemple au cas de la grille régulière où on ne peut retenir que les points aux nœuds de la grille. D'autre part, elle permet un maillage différencié, autrement dit, la taille des mailles n'est pas forcément homogène.

- Cependant, signalons que la grille non structurée est établie suivant le principe des éléments finis et que le logiciel lui-même ne dispose pas d'un préprocesseur pour sa configuration. Trois logiciels générateurs d'éléments finis forment des grilles supportées par SWAN. Ces logiciels sont : Triangle, ADCIRC et Easymesh.

- Pour notre étude, nous avons utilisé le logiciel Bluekenue pour générer une grille non structurée dont toute l'information est contenue dans un fichier d'extension .t3s. Ensuite, nous avons remanié ce fichier pour créer les mêmes fichiers de sortie de Triangle et qu'on va entrer à SWAN. Ils sont au nombre de trois :

Le fichier .bot : C'est un fichier sans entête et qui contient les valeurs des profondeurs aux nœuds.

Le fichier .node : C'est un fichier qui énumère les nœuds, leurs attributs, et qui représente des quantités physiques associées aux nœuds telles que la masse ou la conductivité. Ce fichier définit le bord de la grille en différenciant les nœuds intérieurs à la grille de ceux présents sur le contour par un marqueur de bord (boundary marker), il est décrit suivant cette forme : Première ligne : |nombre de nœuds| |dimension| |nombre d'attributs| |marqueur de bord| Lignes restantes: | numéro du nœud| |x| |y| |attribut| |marqueur de bord|

Le fichier .ele : C'est un fichier qui énumère les éléments, et constitue une liaison entre les nœuds précédemment définis dans le fichier .node, il est de la forme :

Première ligne : |nombre de triangles| |nombre de nœuds par triangle| |nombre d'attributs| Lignes restantes : |numéro du triangle| |nœud| |nœud| |nœud| ... |attributs|

b. Fichier de contrôle de SWAN :

Le logiciel SWAN n'admet pas une interface graphique. Il est commandé à travers une fenêtre DOS, et il a donc besoin d'un fichier de contrôle (fichier texte) sous forme de programme dans un langage précis (instauré par les concepteurs). Les informations à entrer dans ce fichier sont principalement :

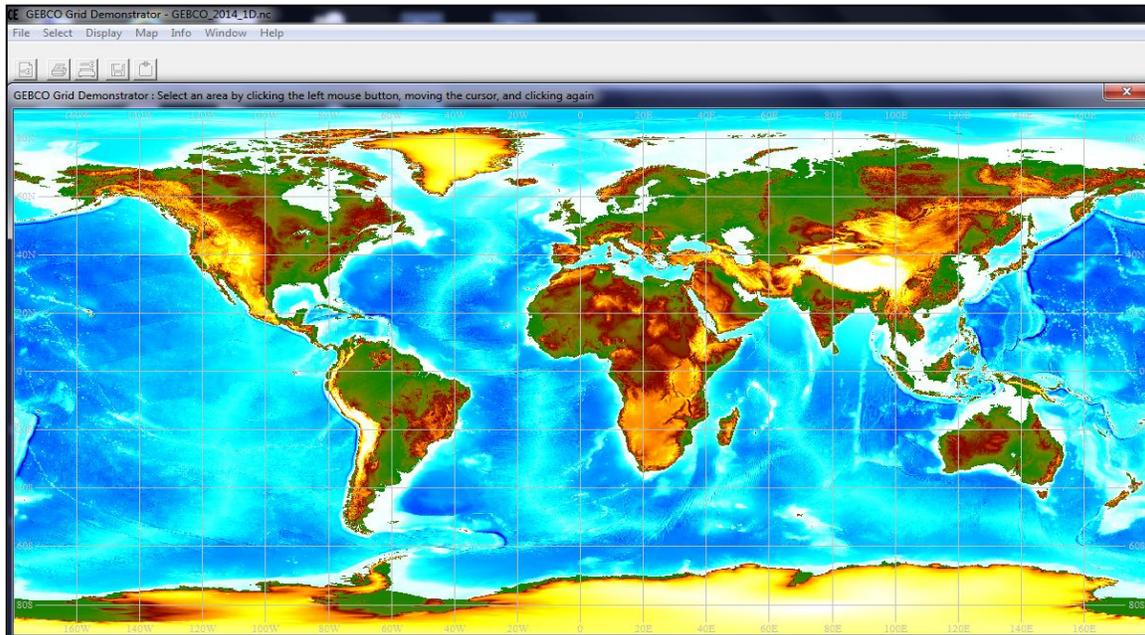
- Le nom qu'on veut attribuer à notre projet;
- La génération de SWAN à utiliser parmi les trois existants, nous utiliserons la troisième génération;
- Le mode : unidimensionnel ou bidimensionnel. C'est le mode bidimensionnel qui sera utilisé dans notre cas;
- Le mode stationnaire ou non : le mode non stationnaire est utilisé lorsqu'on dispose de l'évolution des caractéristiques (vent, bathymétrie, courant) du milieu sur une période donnée. Swan peut alors, pour un pas de temps choisi par l'utilisateur (en fonction de celui des données dont il dispose), donner les résultats de simulation compte tenu de l'évolution des caractéristiques. Pour notre part, on se contentera du mode stationnaire.
- Le système de coordonnées (cartésiennes ou sphériques) : nous choisirons les coordonnées cartésiennes ;
- Les processus à activer (whitecapping, friction du fond, amplification par le vent, triades, quadruplets, diffraction, déferlement...);
- Les répertoires des fichiers contenant les données d'entrée : bathymétrie, vents, courant ;
- Les conditions aux limites ;
- Les options de sorties...

c. Extraction des données à partir de GEBCO :

GEBCO : *the General Bathymetric Chart of the Oceans*

Il consiste en un groupe international d'experts qui travaille sur le développement d'une base de données de bathymétrie des océans sur tout le globe terrestre. Ces données sont accessibles soit à

partir de la grille disponible sur le site www.GEBCO.net soit à partir du logiciel d'affichage de la grille de bathymétrie accompagné de la base de données téléchargeable à partir du même site. Dans notre cas, nous avons opté pour la deuxième option :



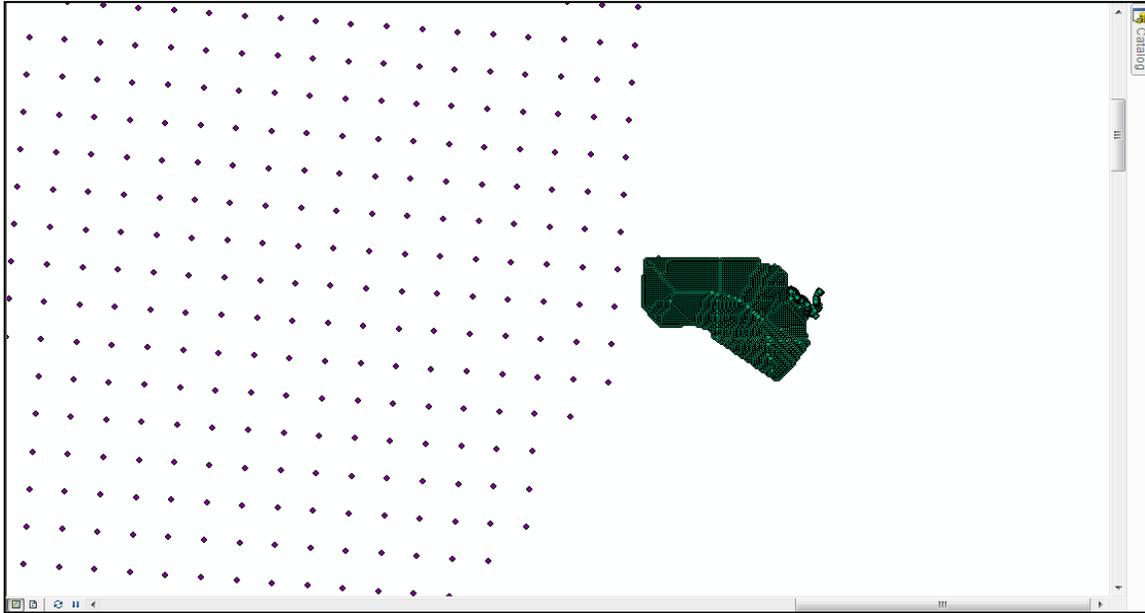
-Figure13- Interface du logiciel d'affichage de GEBCO

-Nous avons sélectionné une zone de telle façon qu'elle soit une extension de la zone du levé bathymétrique.

- Les coordonnées des points que nous avons obtenus de GEBCO sont dans le système de coordonnées géographiques WGS84, alors que les coordonnées des points du levé topographique sont dans le système de coordonnées projetées MERCHICH SAHARA SUD. Donc pour pouvoir travailler sur la zone totale (l'union de la zone du levé topographique et de la zone extraite de GEBCO) nous devons avoir tous les points dans le même système de coordonnées, pour cela nous allons convertir les coordonnées des points de la zone extraite de GEBCO vers le système MERCHICH SAHARA SUD.

- Nous avons effectué cette étape à l'aide de l'outil ARCGIS : Arctoolbox → Data Management Tools → Projections and Transformations → Raster → Project.

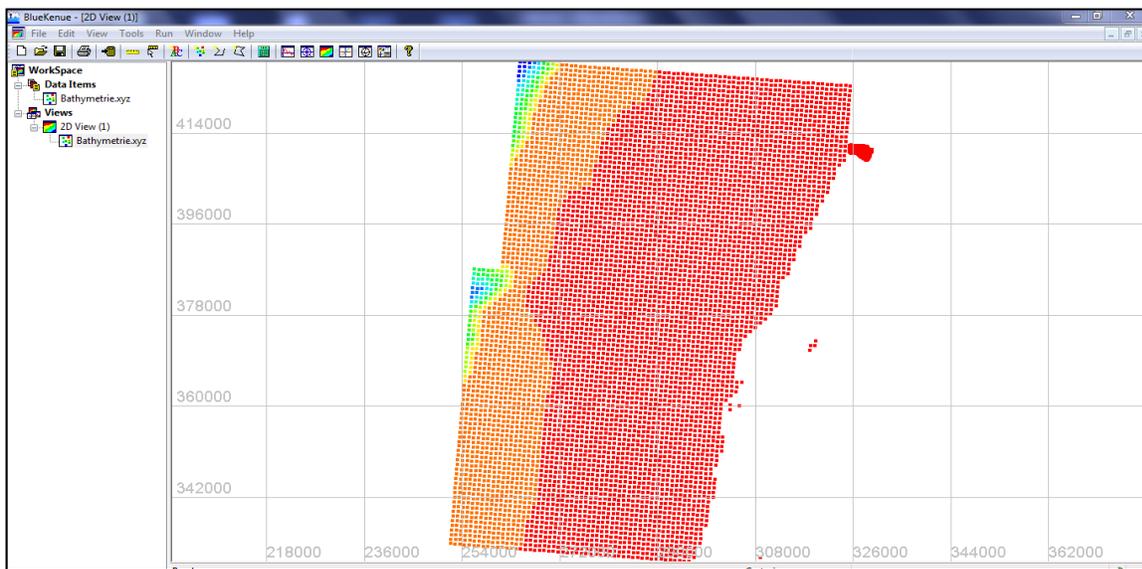
- On obtient les points de la zone d'étude totale :



-Figure14- Points de la zone totale visualisés par ARCGIS (Données fusionnées de la zone du levé bathymétrique et des points de la grille de GEBCO)

d. Triangulation et interpolation :

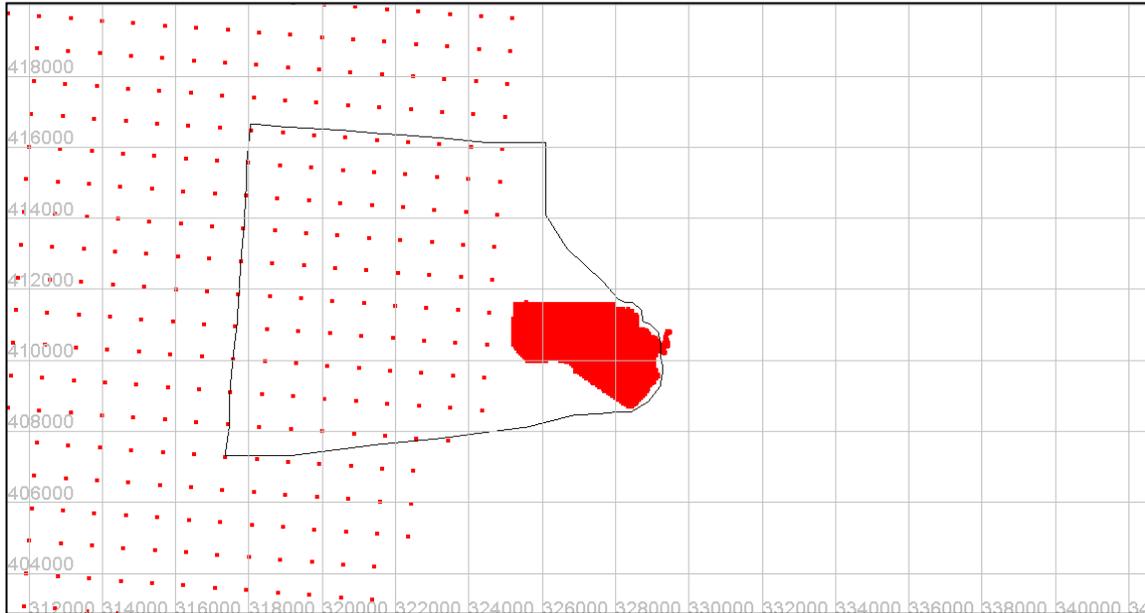
Les points ajoutés à partir de GEBCO sont très distancés et il va falloir les densifier, ensuite créer la grille non structurée. Nous procédons de la sorte : tout d'abord, par l'édition de nos données pour former un fichier de format .xyz qui servira d'input au logiciel Bluekenué. Ce fichier est constitué de trois colonnes contenant les coordonnées des points comme l'indique la nomenclature du format.



-Figure15-Affichage de l'input de format .xyz sur Blukenué

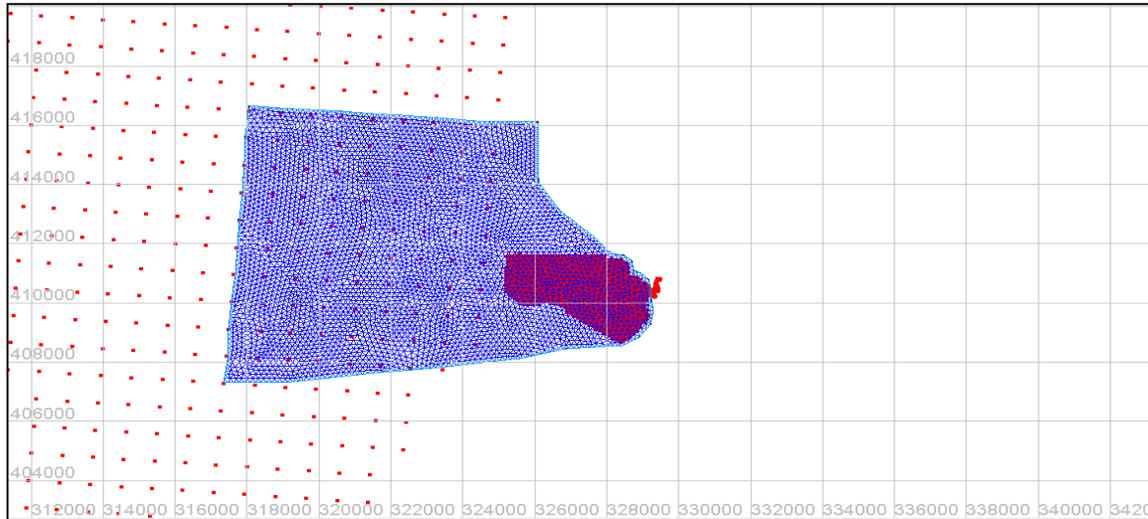
Ensuite, nous avons dû créer un contour délimitant notre domaine avant de générer la grille en suivant les étapes suivantes :

- Importer le semis de points contenu dans le fichier .xyz.
- Dessiner un contour, en utilisant l'option New Closed line.



-Figure16- Contour délimitant la zone totale

- Créer le générateur de grilles en suivant le chemin File -> New -> T3 Mesh Generator.
- Spécifier la distance maximale entre deux noeuds dans la case Default Edge Length, nous avons pris 150
- Glisser le contour dessiné dans la sous-entité Outline du générateur de grilles créées.
- Ouvrir les propriétés du générateur de grilles et appuyer sur Run pour déclencher la triangulation du domaine.



-Figure17- Maillage de la zone d'étude obtenu avec Blukenu avant interpolation avec la bathymétrie.

Maintenant que le domaine est triangulé, il faut affecter des profondeurs aux nœuds à partir de notre semis de points, et ceci en utilisant une interpolation appropriée. On a opté pour la pondération inverse à la distance (PID), qui est une méthode d'interpolation spatiale, et un processus permettant d'assigner une valeur à un espace non connu à partir d'un semis de points connus.

Les étapes pratiques suivies lors de la présente étude sont :

- La création d'un nouvel interpolateur en suivant le chemin File→New→2D Interpolator.
- Glisser notre semis de points dans l'objet interpolateur.
- Sélectionner la grille non structurée, puis suivre le chemin Tools→Map Object, avant de sélectionner l'objet interpolateur dans la fenêtre qui s'affiche.

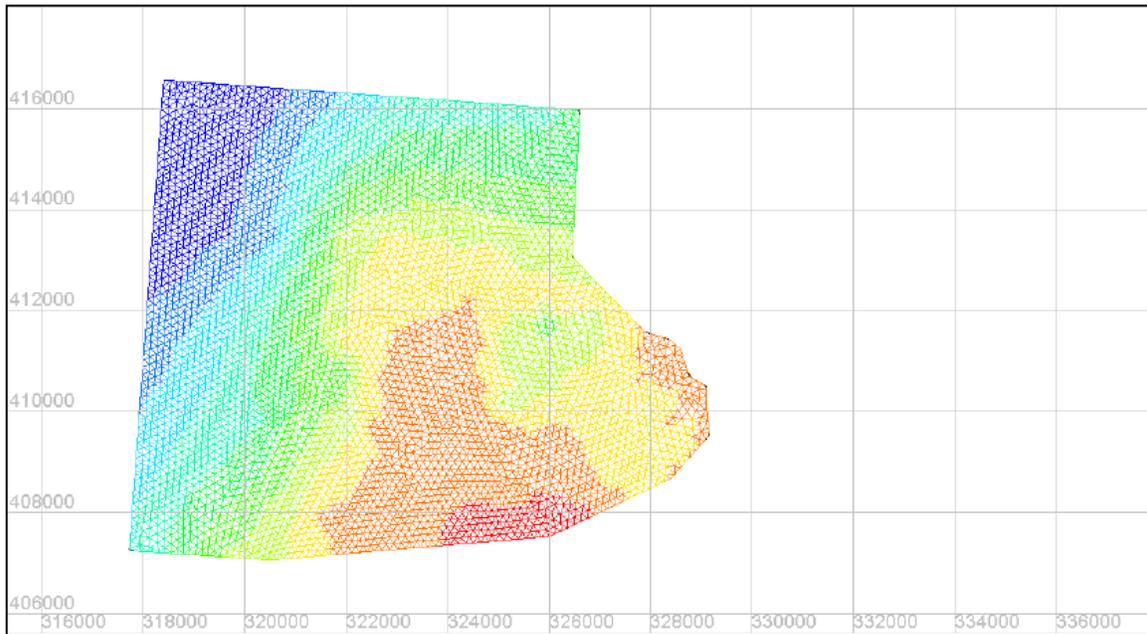
→ Un nouvel objet se crée, c'est notre grille non structurée avec les valeurs interpolées aux nœuds. Le résultat de ces manipulations est un fichier d'extension .t3s contenant toute l'information relative à notre grille.

→ Il est à noter que la grille doit vérifier deux conditions sans lesquelles SWAN affichera un message d'erreur et la compilation sera interrompue:

Le nombre de triangles qui se rencontrent dans un nœud intérieur à la grille doit être compris entre 4 et 10.

Les angles à l'intérieur de chaque triangle doivent être inférieurs à 143°.

On présente dans la figure ci-dessous, la bathymétrie interpolée ainsi que la grille non structurée :

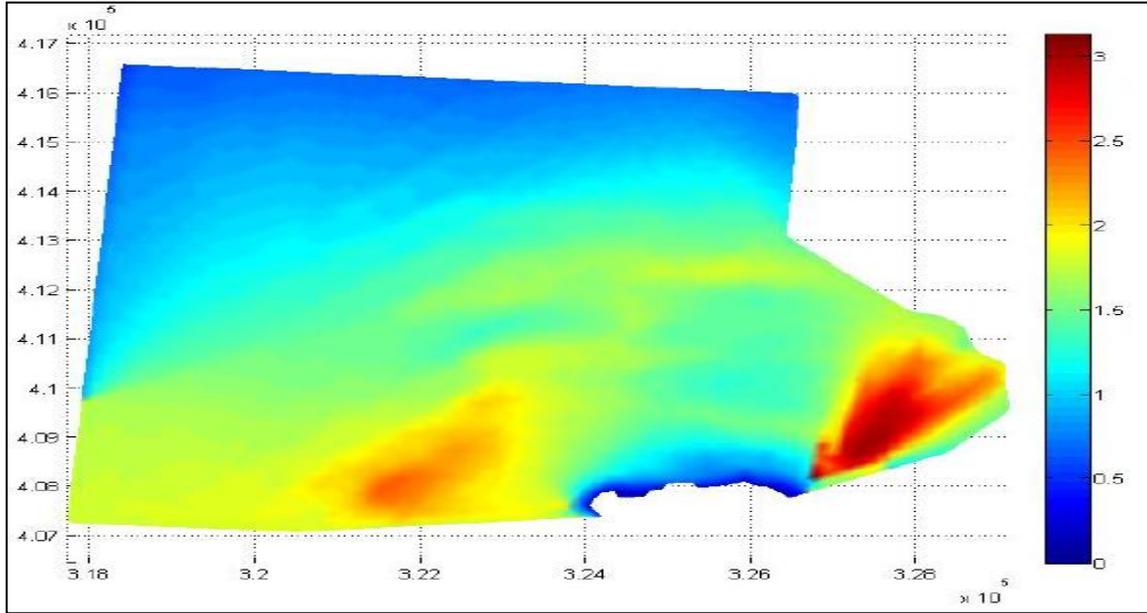


-Figure18- Résultat de l'interpolation du maillage avec la bathymétrie

4.2. Traitement des résultats :

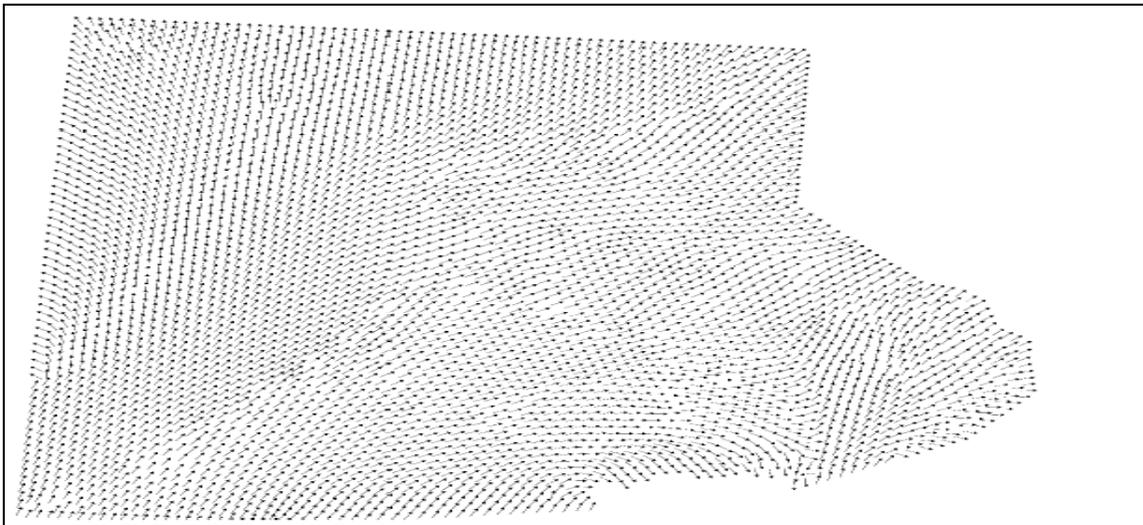
Pour voir le comportement de la houle dans la zone d'étude clairement, nous devons visualiser les résultats dans une carte (Hauteurs significatives de la houle et directions).

Pour visualiser les hauteurs significatives de la houle, nous avons utilisé MATLAB. En appelant la fonction *plotunswan*, on arrive à voir une belle figure. On exporte la couche sous format metafile (*.emf).



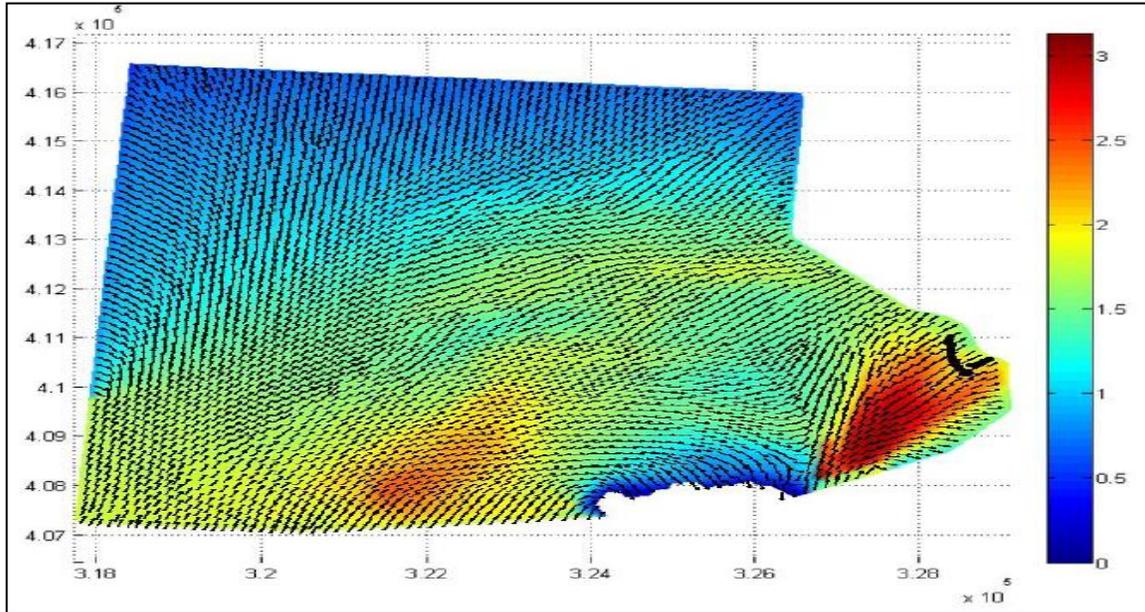
-Figure19- Résultat des hauteurs significatives de la houle visualisé par MATLAB (Cas de la houle venant du Sud-Sud-Ouest de période 22s)

Pour visualiser les directions, nous avons utilisé le logiciel ARCGIS. Tout d'abord nous avons créé un fichier shepefile (*.shp) à partir du tableau excel ayant comme colonnes (X, Y, Direction), on l'importe à Arcmap on choisit le symbole et on définit les valeurs des directions comme des angles en degré par rapport à l'axe du nord, et on obtient la couche des directions. De même, on exporte la couche sous format metafile (*.emf).



-Figure20- Résultat des directions de la houle visualisé par ARCGIS (Cas de la houle venant du Sud-Sud-Ouest de période 22s)

Pour superposer les deux couches et avoir une seule carte globale, on les importe dans le logiciel SURFER, on les superpose et on obtient le résultat voulu, par la suite on exporte la carte sous format image (*.jpg).



-Figure21- Superposition des deux couches (Hauteurs significatives et directions de la houle) par SURFER (Cas de la houle venant du Sud-Sud-Ouest de période 22s)

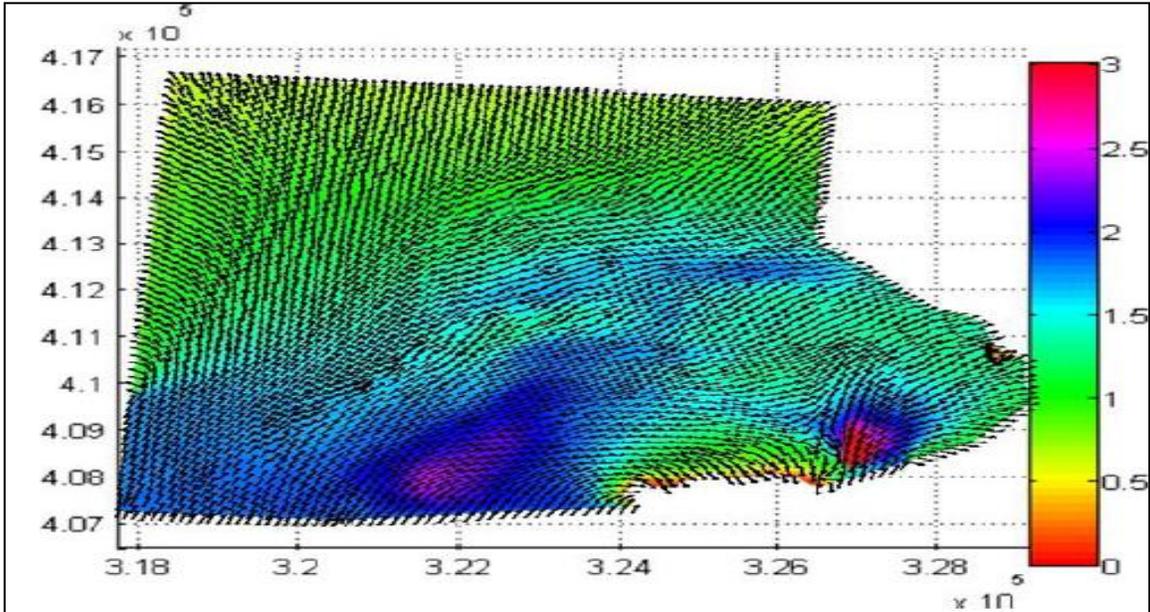
4.2.1. Analyse des résultats :

Dans tous les scénarii simulés, la hauteur significative de la houle ne dépasse pas 2.1 m au pied de la digue principale. Et elle atteint 1.7m au pied de la digue secondaire.

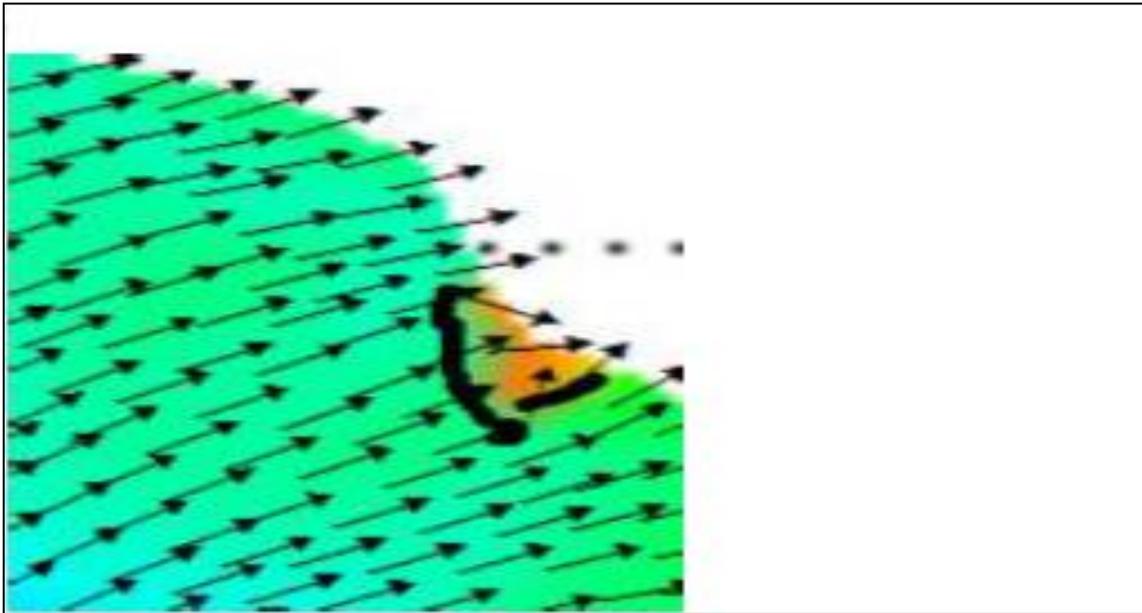
L'étude réalisée par le bureau d'étude a donné une hauteur significative de 2.4m au pied de la digue principale, valeur très proche de celle que nous avons obtenue, alors que pour la digue secondaire elle a trouvé 0.9m, valeur très faible par rapport à celle que nous avons trouvé. Ce grand écart peut être justifié par le fait que dans notre simulation nous n'avons pas pris en compte le fait que la digue principale protège la digue secondaire contre les houles, ainsi que la dissipation d'énergie de la houle qui résulte des phénomènes de diffraction et réfraction au niveau du musoir de la digue principale. Par suite, si on prend le 1.7 m comme hauteur de dimensionnement de la digue secondaire nous aurons surdimensionné la digue, pour éviter ceci nous allons refaire la simulation en définissant les points de la digue principale comme obstacle.

4.2.2. Simulation avec obstacle :

On refait le même travail que précédemment pour visualiser les résultats dans des cartes.



-Figure22- Résultat de la simulation avec obstacle du cas d'une houle venant du Sud-Sud-Ouest de période 22s.



-Figure23- Zoom sur la sur la digue secondaire avec obstacle.

→ Nous remarquons bien l'effet de la présence de la digue principale sur le comportement de la houle.

En effet il y a une diminution de la hauteur et un changement de direction de la houle juste après la digue principale.

Cette fois-ci nous trouvons que la valeur la plus élevée que puisse atteindre la hauteur significative de la houle au pied de la digue secondaire est 0.77 m. C'est une valeur proche à celle trouvée par le bureau d'étude, le faible écart remarqué peut être expliqué par le fait que les méthodes utilisées ne sont pas les mêmes.

5. Agitation portuaire avec Refonde :

5.1. Présentation du logiciel :

Le modèle REFONDE est un code d'agitation de houle qui résout l'équation de réfraction-diffraction de Berkhoff, il a été conçu par le CETMEF (Centre d'Etudes Techniques, Maritimes et Fluviales) en France, et s'intègre dans un projet plus vaste du nom de FUUDA. REFONDE utilise la méthode des éléments finis. Elle consiste à décomposer le domaine selon des éléments à 2 ou 3 noeuds que l'on note L2 et T3. L'ensemble des éléments L2 coïncident avec les frontières du domaine d'étude, c'est en particulier sur eux que s'appliquent les conditions aux limites. Les T3 sont des triangles constitués de 3 noeuds, un à chaque sommet.

Les variables inconnues sont approximées, grâce à des fonctions d'interpolation calculées en chaque noeud, sur chaque élément. Le logiciel refonde dispose d'une chaîne de pré- et post processeurs complète composée des logiciels bathycad, preflux et postflux.

-Bathycad est un préprocesseur, fonctionnant sous Autocad, qui permet l'entrée ou la lecture de la bathymétrie et le dessin des ouvrages existants ou en projet.

-Preflux regroupe un mailleur et une interface conviviale à travers laquelle sont spécifiés les paramètres généraux du calcul ainsi que les conditions aux limites. C'est en particulier dans preflux que sont précisés les coefficients de réflexion sur les ouvrages et les caractéristiques de la houle incidente.

-Postflux est le post processeur qui fournit les vues des résultats du calcul sous forme de coupes, d'iso-lignes ou d'iso-couleurs.

Le code de calcul de REFONDE est spécialement adapté pour le calcul d'agitation au sein des domaines portuaires. Il peut aussi être utilisé en mer ouverte.

Cependant, lorsque le domaine couvert dépasse quelques kilomètres carrés, la taille du problème pourra excéder les capacités d'un matériel informatique standard.

5.2. Equation de Berkhoff :

La théorie de la réfraction pure suppose que la hauteur de la houle sur une même crête varie lentement, ce qu'on exprime en disant qu'il n'y a pas d'échange d'énergie entre les orthogonales. Cependant, en certains points de convergence de l'énergie, cette hypothèse n'est plus vérifiée, et on doit faire intervenir la diffraction sur la ligne de crête. Les phénomènes ne sont alors plus monodirectionnels (variation de la hauteur selon la direction orthogonale à la crête uniquement). Pour modéliser une agitation dans un port, il faut prendre en compte, en plus de ces deux phénomènes, la réflexion qui est produite par les digues, les quais, etc. Berkhoff (1978) a établi une équation qui permet donc de représenter ces trois (3) aspects de la propagation de la houle. Pour l'utiliser, il faut faire deux (2) hypothèses :

La houle est linéaire : on suppose alors que l'amplitude des mouvements verticaux des particules situées à la surface est suffisamment faible pour que l'on puisse considérer que les conditions cinématique et dynamique à la surface libre sont vérifiées sur le plan fixe constitué par le niveau d'eau au repos. Si on note γ la cambrure de la houle, on doit avoir la relation: $\gamma / th(kd) \ll 1$

La pente des fonds reste faible. Cette hypothèse est à l'origine du second nom de l'équation de Berkhoff, équation des pentes douces. Elle implique que les dérivées de la profondeur par rapport à x et y sont au plus de l'ordre de un (1). Elle permet ainsi de négliger certains termes lors de l'intégration du Laplacien sur la profondeur.

Moyennant donc ces deux hypothèses, on obtient l'équation de Berkhoff qui s'écrit :

$$\overrightarrow{grad} \left(c c_g \overrightarrow{grad}(\phi) \right) + k^2 c c_g \phi = 0$$

Avec :

- ϕ : le potentiel de vitesse.
- c_g : vitesse de groupe.
- c : vitesse de phase.
- k : nombre d'ondes

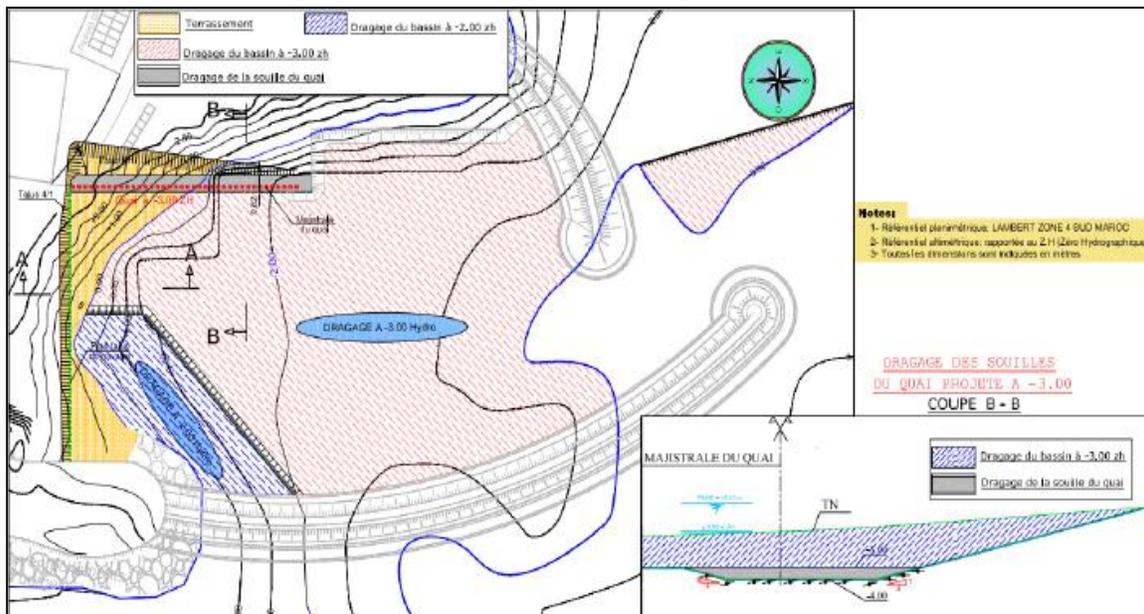
5.3. Implémentation du modèle :

Deux fichiers d'entrée de même nom mais d'extensions différentes sont requis par REFONDE :

- Le premier ayant pour extension *.10, est un fichier qui contient les points de la bathymétrie x,y,z avec comme séparateur un caractère blanc (espace). Il peut être vide et ne doit contenir aucun point identique avec ceux du fichier *.12.

- Le second ayant pour extension *.12, est un fichier qui contient les points définissant les contours géométriques du domaine d'étude. La première ligne du fichier *.12 indique le nombre de points plus un contenu dans le fichier. Le format est presque le même que pour le fichier *.10 ; en plus des valeurs x,y,z, il contient en première colonne la valeur 0 ou 1, 0 pour un début de définition de contour et 1 pour ajouter un point au même contour. Précisons encore que le dernier point d'un contour doit être identique au premier afin de définir un contour fermé.

Nous extrairons ces fichiers à partir du plan de masse du port, avec la bathymétrie selon le plan de dragage. Les profondeurs fixes suggérées par le plan de dragage se prête particulièrement bien au modèle REFONDE compte tenu de son hypothèse des pentes douces.

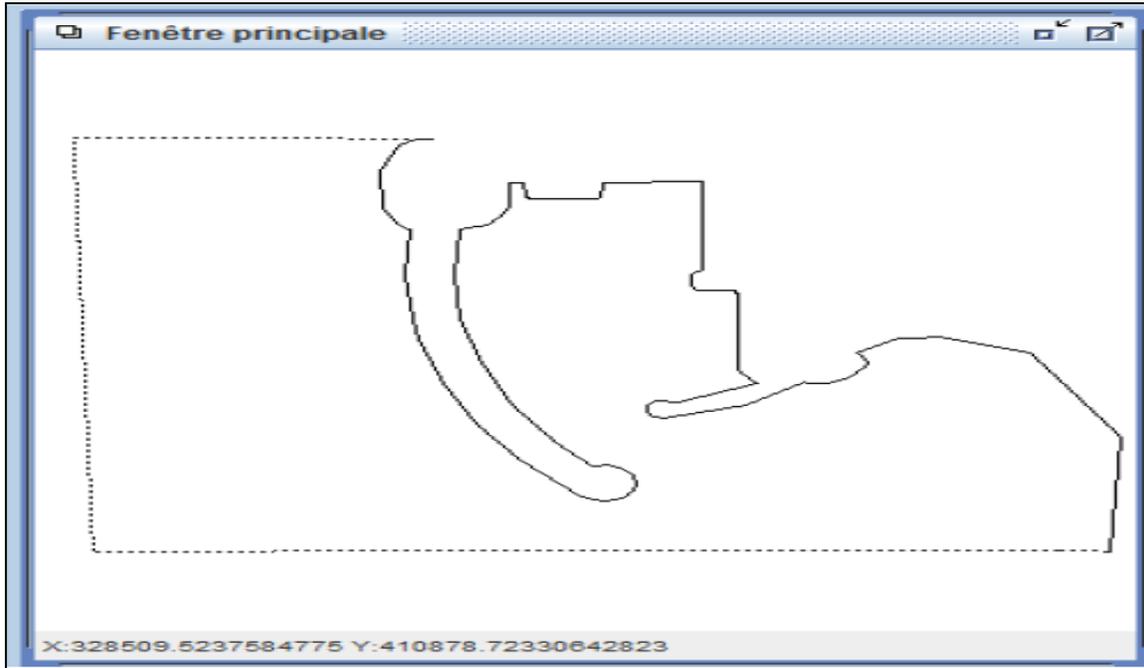


-Figure24- Plan de dragage du port de pêche LAMHIRIZ

5.4. Configuration du modèle :

5.4.1. Définition des bords :

Quand on crée les deux fichiers d'entrée .10 et .12, on lance PREFONDE, et on ouvre l'un des deux fichiers. La géométrie du domaine d'étude s'affiche alors dans la fenêtre principale. A cette étape on a à l'écran l'image affichée ci-dessous :



-Figure25- Contour du domaine d'étude du port

On peut maintenant attribuer aux éléments du contour leurs propriétés en les sélectionnant et cela en allant au menu propriétés des bords. REFONDE distingue quatre (4) types de bords:

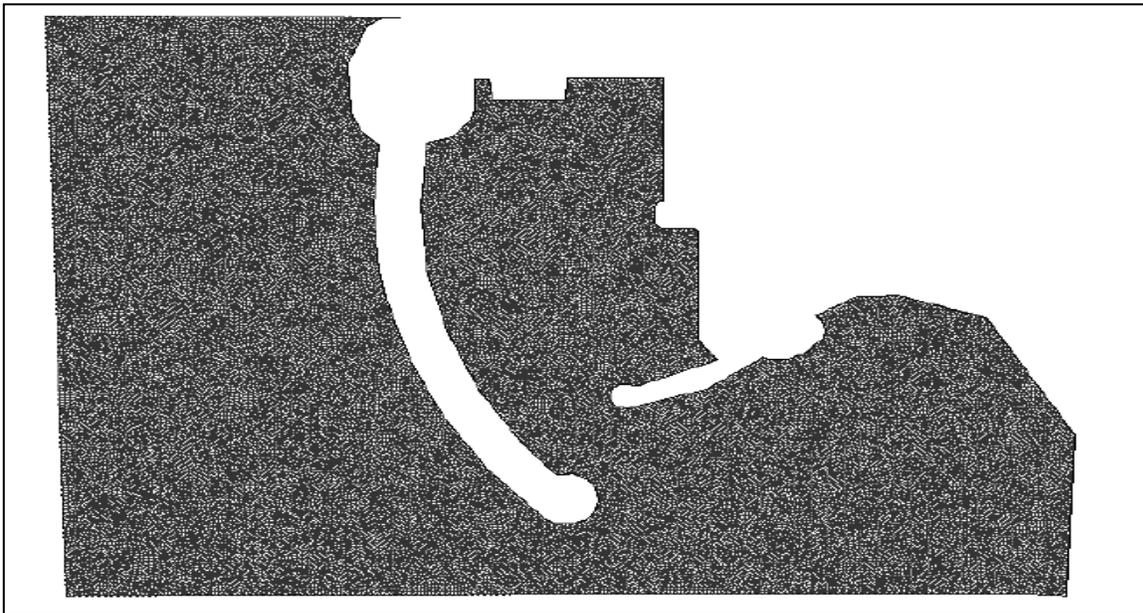
- Les bords semi réfléchissants avec un coefficient de réflexion allant de 0 à 1 (à préciser).
- Les bords ouverts en entrée
- Les bords ouverts en sortie
- Les bords mixtes

D'après les études menées sur les matériaux, les quais ont un coefficient de réflexion de 0,9 à 1, les talus en enrochement (cavalier) de 0,4, les talus en enrochement artificiel BCR (digue principale) de 0.44, les talus en enrochement artificiel BCR (digue secondaire) de 0.7.

5.4.2. Configuration du maillage :

L'étape suivante consiste à effectuer la définition du maillage. REFONDE permet deux options de maillage : maillage par longueur d'onde, et maillage classique. La première option maille le domaine avec un nombre de nœuds donné par longueur d'onde, elle a donc besoin comme paramètres de la période de la houle et le nombre de nœuds pour une longueur d'onde. La deuxième option maille le domaine de façon uniforme avec pour contrainte une aire maximale (à préciser par l'utilisateur) pour les éléments. C'est cette dernière option que nous choisirons, et vue la taille de notre domaine, nous fixons l'aire maximale des éléments à 10m².

Le domaine maillé prend alors la forme suivante :



-Figure26- Maillage du domaine par REFONDE

5.5. Paramètres de calcul :

Il reste maintenant à préciser les paramètres de calcul qui portent sur :

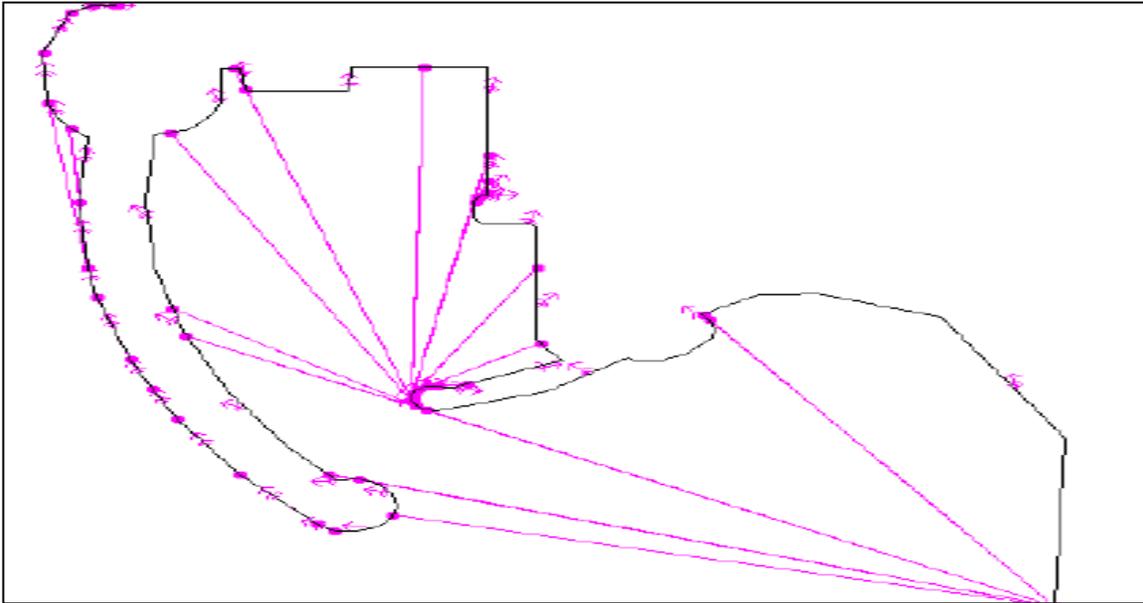
Le niveau d'eau : la simulation sera faite à marée haute +2,40mZH.

Le choix entre houle régulière et houle aléatoire ainsi que des caractéristiques de la houle :

- hauteur, période, direction pour une houle régulière,
- nombre de période, période, nombre de direction, direction, hauteur significative, période pic, facteur de rehaussement du pic, direction principale, paramètre de répartition angulaire, pour une houle aléatoire.

D'autre part, nous verrons les effets de houles régulières, notamment, des houles régulières de hauteurs identiques aux hauteurs significatives des houles annuelles fournies par le modèle SWAN : $H=2.1\text{m}$; $T=6\text{s}$; $\text{ANGLE} = 104^\circ$

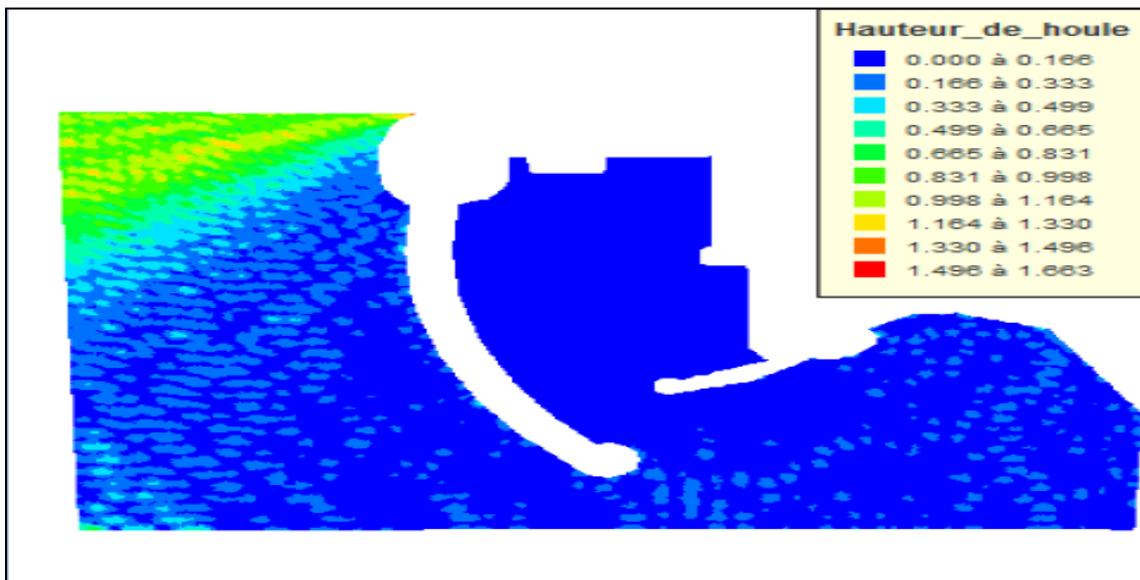
On peut visualiser les directions que prend la houle à l'intérieur du domaine :



-Figure27- Directions de la houle à l'intérieur du port

5.6. Résultats et conclusion :

Parmi les sorties fournies par REFONDE, nous nous intéressons naturellement aux hauteurs de houle à l'intérieur du port.



-Figure28- L'agitation au cœur du port.

Nous nous intéressons particulièrement à la zone intérieure du port où la houle ne doit pas excéder 0.5 à 0.6m, alors qu'à l'entrée on peut tolérer une houle d'une hauteur de 0.8 à 0.9 m. critères posés par l'*U.S Army Corps of Engineers*.

Nous déduisons d'après les résultats obtenus que les hauteurs des houles simulées respectent bien les conditions cités ci-dessus. En effet, la hauteur de la houle n'excède pas 0.16 m dans les zones proches du quai et des appontements flottants, alors qu'à côté des digues, la hauteur de la houle peut atteindre 0.5 m à 0.6m. Et pour la zone d'entrée du port, les hauteurs restent inférieures à 0.3m.

Cependant, ces résultats doivent être pris avec précaution vu que la modélisation a été faite en houle régulière. En effet, en réalité, on n'observe pas l'effet d'une seule vague à l'intérieur du port, mais celui de la résultante des interactions d'un train de vagues. Les hauteurs de la houle à l'intérieur des bassins pourraient alors se trouver augmentées de façon significative. Toutefois, avec la marge qu'on a avec la simulation en houle régulière (coefficient d'environ 1,3), on peut s'estimer en sécurité vis-à-vis de l'agitation pour la houle annuelle, en marée haute.

B. Dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage du port Lamhiriz

6. Les ouvrages de protection : digues.

6.1. Fonctions :

- Abriter des bassins portuaires de la houle ou des ouvrages particuliers
- Protéger le chenal d'accès à un port de la houle et des courants
- Diminuer l'ensablement du chenal d'accès

6.2. Les types de digues :

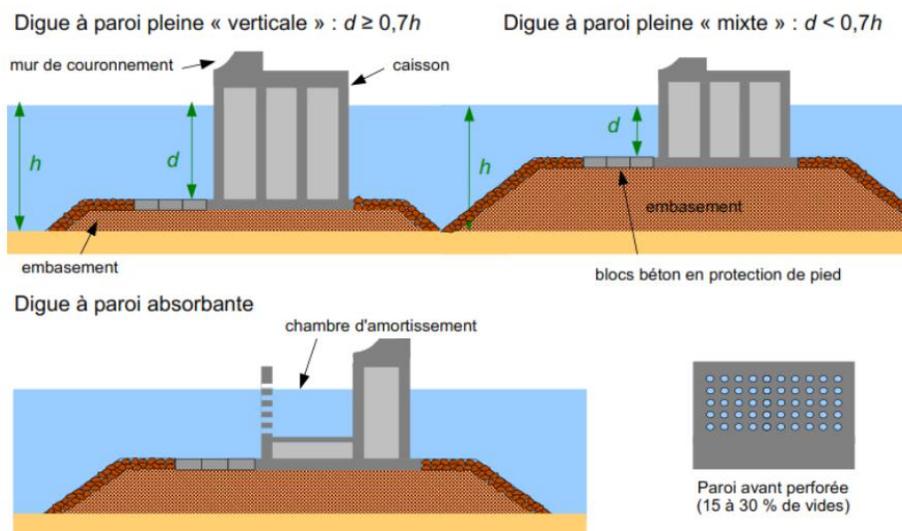
Il existe 4 grandes catégories de digues portuaires :

- Les digues verticales en caisson qui remplacent les digues en maçonnerie
- Les digues verticales avec écran et fondations en pieux
- Les digues flottantes
- Les digues à talus

6.2.1. Les digues verticales en caisson :

Les digues verticales en caisson sont constituées d'un soubassement en enrochement et d'une partie verticale en caisson en béton. Plusieurs variantes existent :

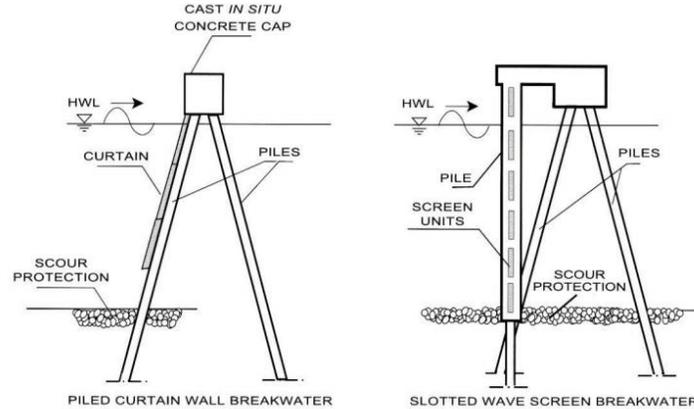
- digue mixte verticalement, lorsque le soubassement est supérieure à 30% de la profondeur
- digue mixte horizontalement, lorsque le caisson est protégé par un talus en enrochement - caisson absorbant, la face avant du caisson est alvéolée.



-Figure29- Digues verticales à caissons.

6.2.2. Les digues verticales avec écran et pieux :

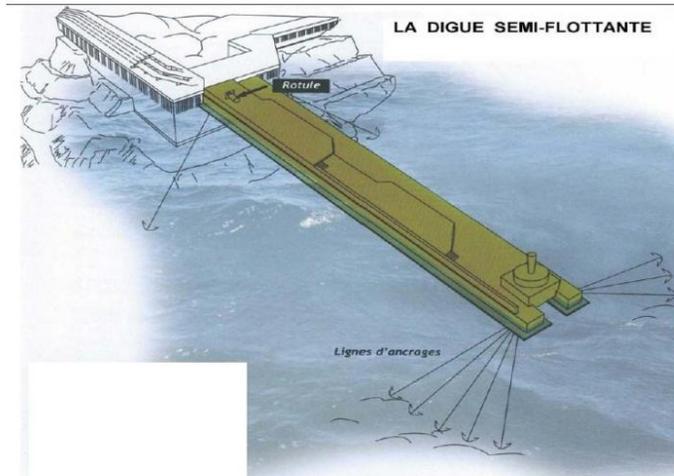
Les digues verticales avec écran et fondations en pieux sont utilisées en eaux peu profondes et peu exposées. Elles sont coûteuses et technologiquement complexes. Elles présentent un intérêt dans des conditions géotechniques très difficiles.



-Figure30- Digues verticales avec écran et pieux.

6.2.3. Les digues flottantes :

Les petites digues flottantes peuvent être envisagées pour la protection de ports de plaisance peu exposés ou lorsque les exigences d'exploitation le permettent (par ex. besoin d'un abri que pendant l'été). - Des digues flottantes de grandes dimensions sont envisageables, par ex. celle de Monaco, mais sont très coûteuses. Elles permettent de préserver les fonds marins et de palier à des conditions géotechniques difficiles.



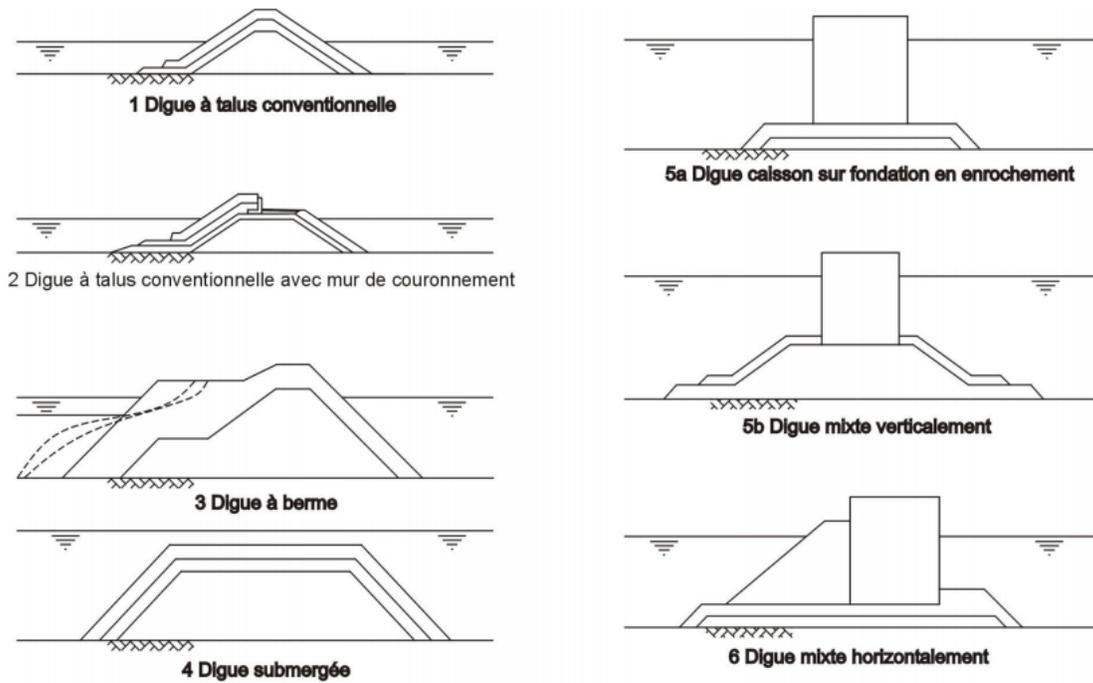
-Figure31- Digues flottantes.

6.2.4. Les digues à talus :

a. Définition :

Les digues à talus sont constituées d'un noyau en matériau naturel du type Toutvenant, recouvert par d'autres Couches filtres et par une carapace d'enrochement naturel ou artificiel. Plusieurs variantes existent :

- les digues avec ou sans mur de couronnement.
- les digues à berme.
- les digues à crête abaissée.



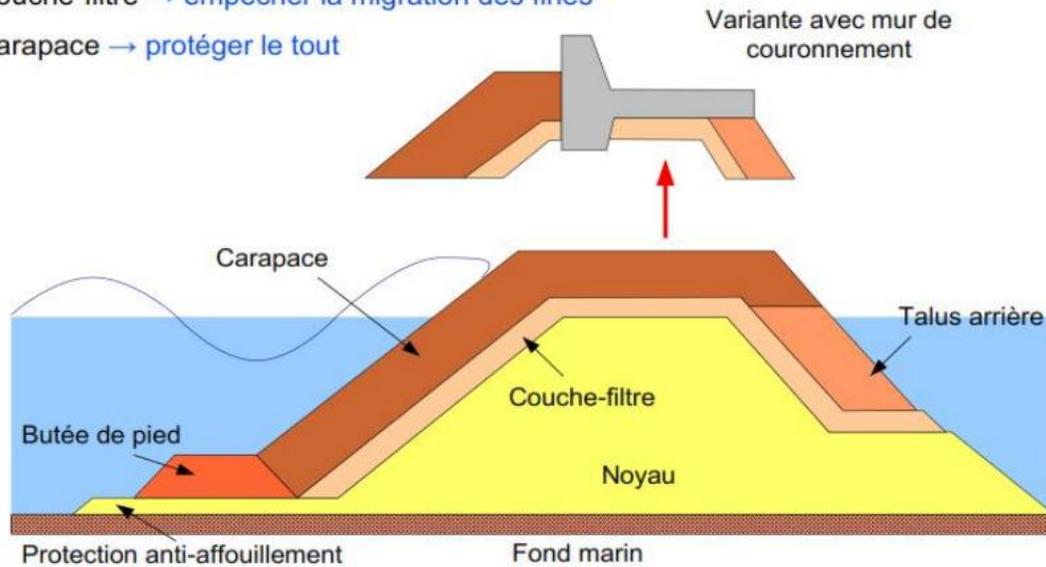
-Figure32- Dignes à talus.

b. Les composants de la digue à talus :

Noyau → faire du volume

Couche-filtre → empêcher la migration des fines

Carapace → protéger le tout



-Figure33- Eléments constituant une digue à talus.

6.3. Calcul de la digue :

Pour ce faire, nous allons nous appuyer sur le Rock Manual. Nous nous sommes basées sur les données de houles mesurés dans la zone ainsi que la bathymétrie afin d'évaluer correctement la houle arrivant sur l'ouvrage et limiter les incertitudes.

Vue la zone où se situe le port, on a opté pour les enrochements artificiels pour la carapace : Cube Antifer. Les digues en enrochements artificiels sont fortement confrontées aux actions induites par la houle. Il faut donc les évaluer pour assurer la durabilité de l'ouvrage

6.3.1. Interactions hydrauliques entre la houle et l'ouvrage :

L'interaction de la houle avec l'ouvrage produisent de nombreux phénomènes. En voici les principaux :

a. **Le Run-up et le Run-down :**

Lorsque la vague arrive au contact de l'ouvrage, celle-ci va s'étendre verticalement ce qui va augmenter la surface libre par rapport à la houle incidente. La houle vient alors déferler sur l'ouvrage ce qui va entraîner une remontée de l'eau sur ce dernier : les niveaux maximum et minimum de remontée sont appelés respectivement Run-up et Run-down.

La connaissance de ces deux paramètres est importante pour le dimensionnement de la crête de l'ouvrage : limite supérieure de l'ouvrage définissant le degré de protection contre la houle.

b. **Le franchissement :**

Il correspond au moment où la houle franchit l'ouvrage, c'est-à-dire lorsque le Run-up dépasse le niveau de la crête de l'ouvrage. En général, les digues sont dimensionnées pour qu'une faible portion de vagues puisse franchir l'ouvrage (vagues rares). Un franchissement autorisé est défini par conséquent en fonction du rôle et de la performance que l'ouvrage devra remplir. Il est préférable d'imposer des critères de tolérance (débits de franchissement limite) de franchissement que de sur-dimensionner l'ouvrage pour cause économique.

Le franchissement est donc lui aussi un critère de dimensionnement du niveau et de la géométrie de la section de la crête de l'ouvrage.

c. La transmission :

Lorsque le niveau de la crête est peu élevé par rapport au niveau d'eau au repos, l'ouvrage peut subir la transmission. La houle franchit aisément l'ouvrage et donne naissance directement à l'arrière de l'ouvrage à une houle transmise.

La transmission de la houle peut également survenir lorsque l'ouvrage est fortement poreux. Dans ce cas, la houle pénètre à travers l'ouvrage et transmet son énergie à une nouvelle houle dite transmise à l'arrière de l'ouvrage. Parfois les deux modes de transmission sont réunis.

Il est important de quantifier cette transmission qui peut être responsable d'une augmentation de l'agitation portuaire.

d. La réflexion :

Lorsqu'une houle arrive sur une surface, celle-ci peut être absorbée en partie ou être réfléchi. Chaque surface possède son propre coefficient de réflexion. Il est préférable dans un port que les surfaces comportent des coefficients de réflexion inférieurs à 1, dans le but de dissiper une partie de l'énergie de la houle et d'éviter de gêner les bateaux. En revanche, ce n'est pas toujours le cas car beaucoup d'aménagements (quais) sont constitués de béton (très lisse) ce qui peut entraîner des phénomènes de réflexion et parfois même de résonance pour certaines périodes. La résonance va accroître l'amplitude des pics de la houle et peut causer des perturbations conséquentes au sein du port.

6.3.2. Recensement des paramètres à dimensionner :

Afin de concevoir un ouvrage maritime, il est essentiel de préciser les critères du comportement prévu de la structure vis-à-vis des situations de références choisies par le concepteur.

Les critères de la conception d'une digue à talus concernent principalement :

- le fonctionnement directement lié à son exploitation envisagée
- la stabilité de la structure
- les conditions de mise en œuvre et son entretien ultérieur.

a. Les critères relatifs à l'exploitation :

Les fonctions de l'ouvrage déterminent les divers aspects à étudier. Dans notre cas il s'agit d'une protection du plan d'eau vis-à-vis des houles. Une fois l'implantation de l'ouvrage arrêtée, les critères pertinents sont : Le caractère plus ou moins franchissable de la structure et les

coefficients de réflexion des diverses faces de l'ouvrage. Plus souvent, les franchissements conduisent à des sujétions importantes.

En effet, la zone arrière de l'ouvrage peut abriter des navires ou un quai, le couronnement pour accueillir une voie de roulement ou une promenade, l'ouvrage peut également protéger un terrain exploité.

L'utilisation des zones situées en arrière est donc tributaire des performances de l'ouvrage vis à vis des franchissements et il appartient au concepteur de définir autant de seuils que nécessaires, seuils au-delà desquels l'exploitation de ces zones sera affectée et également la fréquence admissible de dépassement de ces seuils.

b. Les critères de stabilité :

Les critères dépendent de la nature des matériaux composant la partie d'ouvrage concernée et en particulier de la possibilité de les remplacer, de les réparer voire même de surveiller leur comportement dans le temps.

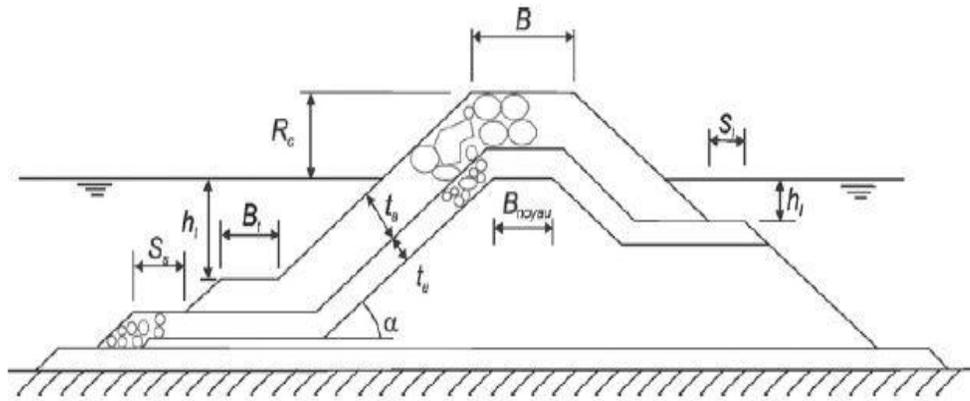
Les blocs artificiels devraient faire l'objet de critères d'autant plus sévères que leur comportement hydrauliques est « pointu ». Il s'agit là du rapport entre la houle du début de dommage et la houle de ruine.

c. Les critères de mise en œuvre :

Les sujétions de mise en œuvre et d'entretien ultérieur peuvent être déterminantes quant à la conception de l'ouvrage. Il peut s'agir tout d'abord de la nature et la qualité des matériaux disponibles.

Les caractéristiques des engins mobilisables sur place et plus particulièrement leur capacité de manutention de blocs imposants à des portées importantes constituent des éléments susceptibles d'infléchir substantiellement les esquisses initiales.

Une digue à talus se compose essentiellement d'un massif d'enrochements de tailles variables depuis les blocs les plus imposants soumis à l'extérieur à l'action de la houle jusqu'aux éléments les plus petits formant le noyau à l'intérieur de l'ouvrage.



-Figure34- Schéma d'une digue à talus.

Avec :

- R_c : la revanche de la crête
- B : la largeur de la crête
- B_{noyau} : la largeur du noyau
- B_t : la largeur de la butée
- h_t : la hauteur de la butée
- t_a : l'épaisseur de la carapace
- t_u : l'épaisseur la sous-couche
- α : angle du talus côté mer

Tous ces paramètres devront être dimensionnés en fonction de la performance hydraulique. Pour cela, des paramètres dimensionnant vont être fixés.

- La hauteur significative de la houle : H_s
- La période moyenne de houle : T_m
- L'angle d'incidence de la houle par rapport à l'ouvrage : β (en degré)
- La hauteur d'eau locale : h

6.3.3. Estimation des paramètres à dimensionner:

a. Estimation du Run-Up/Run-down :

Dans un premier temps, on définit le Run-up de manière verticale par rapport au niveau d'eau au repos (positif s'il dépasse le niveau d'eau). La houle, dans la réalité, arrive de manière irrégulière sur la surface de l'ouvrage, ce qui va entraîner une distribution de Run-up. C'est pourquoi, en général un Run-up % est défini tel que sa valeur est dépassée par n% des vagues.

La formule de détermination du Run-up est principalement fonction du paramètre de déferlement ξ (ou nombre d'Iribarren) ainsi que de la hauteur de houle significative. Ce dernier permet de décrire précisément l'action de la houle arrivant sur l'ouvrage et par conséquent de mieux appréhender ses effets.

Voici son expression :

$$\xi = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{s_0}}$$

Avec :

- $s_0 = H/L_0 = 2\pi g/HT^2 = 0,036$: la cambrure nominale de la houle
- L_0 : la longueur d'onde au large (m)
- H : la hauteur de houle locale (m)
- α : l'angle du talus côté mer

Nous avons choisis de fixer la pente du talus côté mer à 4/3, car nous voulons assurer à la fois une stabilité de l'ouvrage mais aussi limiter le volume d'enrochements et de matières premières lors de sa construction pour des raisons économiques.

Une fois le paramètre ξ déterminé, l'évaluation du type de déferlement peut être réalisée.

Le calcul nous donne : $\xi = 3,952$

Il est nécessaire de garder à l'esprit que le contre-épi se situe à l'avant-port et qu'une partie des vagues destructrices a été déjà dissipée par les digues de l'avant-port. En posant une restriction sur ce critère de dépassement, par exemple pour un $R_{u2\%}$.

La formule suivante permet de calculer le Run-up par Van Gent(2003) et Schuttrumpf et Van Gent (2004):

$$\begin{cases} R_{u2\%}/\gamma H_{m0} = c_0 \xi_{m-1,0} \text{ si } \xi_{m-1,0} \leq p \\ R_{u2\%}/\gamma H_{m0} = c_1 - c_2/\xi_{m-1,0} \text{ si } \xi_{m-1,0} \geq p \end{cases}$$

$$c_0, c_1, c_2 = \text{coefficients}, c_0 = 1.35, c_1 = 4.7, c_2 = 0.25 c_1^2/c_0$$

$$p = 0.5c_1/c_0$$

$\gamma = \text{coefficient de réduction}$; $\gamma = \gamma_f \gamma_\beta$ qui prend en compte les effets de l'incidence oblique et de rugosité.

$$\xi_{s-1,0} = \text{paramètre de déferlement défini pour } T_{m-1,0}$$

Le dimensionnement avec un $R_{u2\%}$ est coûteux, on opte alors pour un $R_{u20\%}$.

La formule suivante permet de calculer le Run-up par le CERC et le LNH dans le cas d'une houle irrégulière :

$$\frac{R_u(p)}{H_s} = 0.67 \cdot \left(\frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_p^2}}} \right)^{0.51} \cdot \sqrt{\frac{-\ln(p)}{2}}$$

- p la probabilité de dépassement = 20%
- H_s , la hauteur significative de la houle ($H_s = 2,1$ m)
- $T_p = 6$ s la fréquence de pic
- α l'angle du talus.

Le calcul nous donne : $R_u(p) = 2,532$

Un paramètre intéressant est le Run-Down $R_{dn}\%$. Il correspond au niveau le plus bas atteint par la houle. Il est défini verticalement par rapport au niveau de l'eau. Sa valeur sera positive lorsqu'il sera inférieur au niveau de l'eau au repos. En effet, il permet d'avoir une idée de l'étendue de l'ouvrage sur lequel les forces dues à la houle s'exerceront et ainsi d'assurer que cette zone soit résistante. La formule ci-dessous, nous donne l'extension minimale E de cette zone.

$$E = \frac{(Run\% + R_{dn}\%)}{\sin(\alpha)}$$

Pour des talus perméables en enrochements naturels, le Run-down a été évalué par Van der Meer (1988) qui a proposé la formule empirique suivante, mais seulement pour un $R_{d2\%}$:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1 \sqrt{\tan(\alpha)} - 1.2 \cdot P^{0.15} + 1.5 \exp(-60s_0)$$

- P : la perméabilité de l'ouvrage ($P = nv$)
- α : l'angle de talus du côté de la mer
- s_0 : la cambrure nominale de la houle

Le calcul nous donne : $R_{d2\%} = 2,011$

Voici un tableau récapitulatif des éléments importants:

Estimation du Run-Up /Run-Down	
ξ	3,952
Rup	2,532
$R_{u2\%}$	3,445
$R_{d2\%}$	2,011

-Tableau3- Estimation du Run-Up/Run-Down.

b. Estimation du Franchissement :

En général, lors du dimensionnement, un débit de franchissement maximum est fixé. Cette valeur est déterminée en se basant sur des expériences en laboratoire ou sur des relevés réels sur des ouvrages existants. L'évaluation de ce franchissement, nous permet de trouver la hauteur de la revanche. Elle correspond à la valeur minimale de la crête qui assurera la stabilité et la protection de l'ouvrage contre d'éventuels franchissements ou transmission.

A l'aide du Rock Manual et de ses formules empiriques, nous allons évaluer cette revanche.

Lorsque les dégâts sur l'ouvrage sont acceptables mais de manière modérée, il a été retenu par expérience que le débit de franchissement ne devait pas dépasser $q = 2 \cdot 10^{-3}$ m³/s/m pour une digue à talus.

Il existe plusieurs méthodes pour décrire le franchissement, mais elles sont applicables dans un domaine de validité très précis. Par exemple, la formule doit être adaptée aux talus rugueux avec noyau perméable, et non lisses, ce qui entraînera la présence d'un facteur de correction.

Nous sommes également dans le cas où la houle arrive de façon oblique par rapport à l'ouvrage, son influence sera plus importante. Un autre facteur correctif devra également être déterminé.

On a choisi d'utiliser la méthode dite de TAW (2002), développée par Van der Meer. Deux formules sont proposées, l'une pour une houle déferlante, et l'autre pour une houle non déferlante compte tenu de la valeur du nombre d'Iribarren ξ .

- Pour la houle déferlante ($\xi_{m-1,0}\gamma_b \leq 2$):

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(-B \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{m-1,0} \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta}\right)$$

- Avec un maximum pour la houle non – déferlante atteint lorsque

$$(\xi_{m-1,0} \gamma_b \geq 2):$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \exp\left(-D \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right)$$

Coefficients des Eqs 5.32 et 5.33	Valeurs avec marge de sécurité ($\mu-C$) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité - tendance moyenne/calculs probabilistes
A	0.067	0.067
B	4.30	4.75
C	0.20	0.20
D	2.30	2.60

-Tableau4- Coefficients de la formule de TAW (2002a).

c. Estimation de la transmission de la houle :

Cette dernière est très importante lorsque l'ouvrage est dit à crête abaissée (dans notre cas, l'ouvrage est semi émergé). La houle peut transmettre son énergie à travers l'aménagement et provoquer une élévation à l'arrière de la surface libre.

Le coefficient C_t caractérise cette transmission. Pour l'évaluer, il suffit de comparer la hauteur de houle arrivant sur le contre-épi avec la hauteur de la houle transmise. N'ayant aucune donnée sur cette transmission, nous ne savons pas quel est l'ordre de grandeur de ce coefficient de transmission. On décide de balayer toutes les possibilités en faisant varier C_t de 0 (aucune transmission) à 1 (transmission totale).

$$C_t = H_t / H_i$$

H_t : la hauteur de houle transmise

H_i : la hauteur de houle incidente

Dans les cas où $C_t = 0.1$ la transmission est quasiment totale, cela nous fournira la transmission critique et par conséquent la revanche maximale à envisager pour l'ouvrage.

Pour $C_t = 0.1$, grâce à différents résultats d'essais du Rock Manual, on obtient ce rapport :

$$1.2 < R_c / H_s < 2.0$$

Nous avons testé d'autres valeurs de C_t pour obtenir des valeurs plus probables :

Pour $0.1 < C_t < 1$:

$$C_t = 0.46 - 0.3.Rc/Hs$$

En supposant que le coefficient de transmission n'atteindra pas moins de $C_t = 0.4$, compte tenu de la perméabilité du noyau voulue.

d. Estimation de la réflexion :

Pour augmenter l'agitation et limiter le phénomène de seiche, il faut définir le coefficient de réflexion de l'ouvrage.

Les formules empiriques disponibles ont été réalisées sous une houle régulière. Des études ont montré que le coefficient de réflexion C_r était directement lié au déferlement de la houle sur l'ouvrage :

La formule d'**Ahrens** nous donne l'expression du coefficient de réflexion :

$$C_r = \frac{c\xi^2}{d + \xi^2}$$

Avec : c et d deux coefficients donnés par le tableau suivant :

Type de talus	c	d	Paramètre de déferlement utilisé dans l'Équation 5.72
Lisse	0.96	4.80	ξ_m
Enrochement naturel, deux couches	0.64	8.85	ξ_m
Enrochement naturel, une couche	0.64	7.22	ξ_m
Tétrapode ou Stabit	0.48	9.62	ξ_p
Shed ou diodes	0.49	7.94	ξ_p

Tableau5 : Coefficients de la formule d'Ahrens.

La formule de **Postma** :

$$C_r = \frac{0.081}{P^{0.14} \cdot (\cot \alpha)^{0.78} s_{op}^{0.44}}$$

Avec :

- P : Coefficient de perméabilité.
- s_{op} : Cambrure nominale.

6.4. Dimensionnement des éléments de la digue:

6.4.1. Méthode de dimensionnement :

Pour dimensionner le contre-épi, nous utilisons un critère de stabilité hydraulique. Le but principal du dimensionnement d'un aménagement est d'éviter tout mouvement de blocs d'enrochements au sein de celui-ci.

Des formules de stabilité sont développées pour chaque élément de l'ouvrage, et des nombres adimensionnels sont mis en avant en fonction de la méthode choisie. Voici un ensemble de méthodes proposées par le *Rock Manual* :

Concept de stabilité	Paramètre de stabilité	Section	Type d'ouvrage	Section
Contrainte de cisaillement	Paramètre de Shields, ψ_{cr}	5.2.1.2 et	Protection de fond et de berge	5.2.3.1
		5.2.1.3	Déversoirs et ouvrages de vidange, barrages de fermeture en enrochement	5.2.3.5
Vitesse	Nombre d'Isbash, $U^2/(2g\Delta D)$	5.2.1.4	Protection de fond et de berge	5.2.3.1
			Ouvrages de fond	5.2.3.2
			Butée de pied et protection contre l'affouillement	5.2.3.3
Débit	$q/\sqrt{g(\Delta D)^3}$	5.2.1.7	Barrages en enrochement, seuils, barrages mobiles	5.2.3.5
Hauteur de la houle	Nombre de stabilité, $H/(\Delta D)$	5.2.1.5	Carapaces en enrochement naturel	5.2.2.2
			Carapaces en enrochement artificiel	5.2.2.3
			Butée de pied et protection anti-affouillement	5.2.2.9
Charge hydraulique	$H/(\Delta D)$	5.2.1.6	Barrages, seuils, barrages mobiles	5.2.3.5

Tableau6 : Les différents concepts de stabilité et leur relation avec les types d'ouvrages et les formules de stabilité utilisées pour le dimensionnement (Rock manual)

Dans notre cas, le concept de la hauteur de houle est adapté pour dimensionner la carapace en enrochements. Il sera utilisé également pour évaluer les dimensions optimales de la butée de pied.

Le paramètre adimensionnel permettant de relier l'action de l'attaque de houle aux dimensions et caractéristiques de l'ouvrage est appelé "nombre de stabilité N_s ". Son expression est la suivante :

$$N_s = H_s * \Delta * D$$

Avec :

- H_s : la hauteur de houle significative (généralement) (m)
- Δ : la densité relative déjaugée (adimensionnelle) ($\Delta = \rho_r - \rho_w / \rho_w$)
- ρ_r : masse volumique apparente de la roche (kg/m^3)

- ρ_w : masse volumique de l'eau (kg/m^3)
- D : diamètre caractéristique (m) de l'élément considéré (généralement le diamètre nominal médian est utilisé $Dn50$)
- $Dn50$: diamètre nominal médian ($Dn50 = \{M50\rho_r\}^{1/3}$)
- $M50$: masse médiane d'un bloc (kg)

Ce critère de stabilité est associé à une valeur qui définit le seuil d'instabilité (mise en mouvement). En pratique, d'autres valeurs fondamentales x sont répertoriées pour caractériser le niveau de dommage acceptable sur l'ouvrage considéré.

Si $N_s < x$ la stabilité est assurée avec un niveau de dommage estimé.

En fonction de ce nombre N_s nous allons définir à quel type d'ouvrage côtier notre aménagement appartient.

Le contre-épi doit être particulièrement adapté pour résister à la force de la houle même lors d'événements extrêmes c'est pourquoi des blocs d'enrochements suffisamment lourds seront utilisés. Les dommages acceptés doivent être minimales, en effet le mouvement de blocs pourrait entraîner des répercussions sur les bateaux.

Ouvrage	$N_s = H_s / (\Delta D_{n50})$
Digues statiquement stables	1 – 4
Digues dynamiquement stables/reprofilables	3 – 6
Talus en enrochement dynamiques	6 – 20
Plages de galets	15 – 500

-Tableau7- Classement des ouvrages côtiers en fonction de N_s (Rock manual)

Notre contre-épi sera associé à une digue statiquement stable. Son nombre de stabilité sera compris entre 1 et 4. Généralement les valeurs de N_s sont proches de 2.

6.4.2. Hypothèses de calculs:

Les différents coefficients et valeurs nécessaires pour les calculs sont regroupés dans les tableaux suivants :

Hs : Hauteur significative de la houle (DP)	2.1
Hm0 : Hauteur significatif due au spectre de la houle (DP)	1.716
Kd: coefficient de stabilité pour un risque de chute de bloc de 0-1%	8
ps: masse volumique du BCR (t/m3)	2.35
ρ : masse volumique de l'enrochement naturel (t/m3)	2.6
pw : Masse volumique de l'eau en (t/m3)	1.02
tanα : pente de talus avant	0.75
Tp : Période de pic de la houle en (s)	6
Tm : Période moyenne de la houle en (s)	5.45
q : Débit franchissant moyen spécifique en (l/s/m)	1
γ_f : Coefficient de rugosité de talus	0.55
h : Hauteur de l'eau au repos (m)	2.4
kt : Coefficient d'épaisseur du BCR	1
som : Cambrure nominal de la houle (Tm)	0.0452

$\zeta_{s-1,0}$: Déferlement de la houle en fonction (Tm)	3.53
ζ_m : Déferlement de la houle en fonction Hm0 et Tm	3.90
so: Cambrure nominal de la houle (Tp)	0.037
ζ : Déferlement de la houle	3.88
Hm0 : Hauteur significatif due au spectre de la houle (DP)	1.716
Sd : niveau de dommage	2
N : nombre de vagues	3000
Nod : nombre réel de blocs déplacés dans une bande de largeur Dn.	0.5
γ_f: facteur de correction de la rugosité du talus	0.55
γ_β: facteur de correction de l'angle d'incidence de la houle.	1
Kt : coefficient d'épaisseur de la couche	1

-Tableau8- Données nécessaires au calcul

6.4.3. Dimensionnement de la carapace:

La carapace est la partie la plus sensible à l'attaque de la houle, les caractéristiques des blocs utilisés, notamment leur masse, sont donc très importantes.

Nous avons choisis d'utiliser l'approche d'Hudson (1959) car son domaine de validité est adapté à notre étude, en effet cette approche peut être utilisée en eau profonde comme en eau peu profonde et pour une houle déferlante ou non. La formule de Hudson a été mise en place à l'aide

d'expériences dans des conditions de houle régulière sur des ouvrages en enrochements non-franchis à noyau perméable.

La formule de **Hudson** donnant la masse médiane de l'enrochement M est la suivante :

$$M_{carapace} = \frac{\rho H \frac{1}{10}^3}{K_d \Delta^3 \cot(\alpha)}$$

Avec :

- ρ_r : masse volumique apparente de la roche (kg/m^3)
- Δ : la densité relative déjaugée (adimensionnelle) ($\Delta = \rho_r - \rho_w$)
- $H_{1/10}$: Valeur moyenne du dixième supérieur des hauteurs des vagues des données observées à 30 minutes d'intervalle , on peut prendre $H_{1/10} = H_s$).
- α : angle du talus côté mer
- K_d : coefficient de stabilité
- $M_{50carapace}$: masse médiane d'un bloc d'enrochements de la carapace

Le coefficient de stabilité K_d :

C'est un nombre sans dimension, il dépend de la forme, la rugosité des éléments de la carapace et du degré d'imbrication obtenu lors de la mise en place. Il est également fonction du pourcentage de dégâts.

	Section courante		Musoir	
	Houle déferlante	Houle non-déferlante	Houle déferlante	Houle non-déferlante
Cube (2couches)	6.5	7.5	-	5
Tétrapode	7	8	4.5	5.5
Tribar	9	10	7.8	8.5
Stabit	10	12	-	-
Akmon	8	9	-	-
Antifer Cube	7	8	-	-

-Tableau9- Le coefficient de stabilité K_d pour différents types d'enrochement (Rock Manual)

Dans notre cas on trouve $M_{carapace} = 0.928$ tonnes minimum pour la carapace.

Or :

$$D_{carapace} = \sqrt[3]{\frac{M_{carapace}}{\rho}}$$

Nous pouvons donc avoir une approximation du diamètre médian à utiliser pour la carapace :

$$Dn50carapace = 0,733m = 73,3 \text{ cm}$$

Ces paramètres nous fourniront une stabilité : $N_s=2,00$. Cette dernière correspondant à celle recherchée : un dommage quasiment nul (entre 0 et 5%).

En ce qui concerne la largeur de la crête B , il est souvent démontré grâce à la pratique, qu'elle doit au minimum être 3 à 4 fois plus grande que le diamètre médian nominal de l'enrochement constituant la carapace.

$$B_{minimum} = 3 * Dn50carapace = 2,199 \text{ m}$$

Pour des raisons de circulation et en prenant une certaine marge de sécurité, nous choisissons d'élargir cette largeur de crête à 3.5m.

D'autres caractéristiques importantes pour la construction de l'aménagement sont à déterminer : l'épaisseur de la couche d'enrochement, le nombre de couches ainsi que le nombre de blocs d'enrochements au mètre carré à placer sur la couche.

Voici la formule empirique fournissant l'épaisseur de la couche de la carapace (Source : *Rock Manual*) :

$$e_{carapace} = n * kt * Dn50carapace$$

Avec :

- n : nombre de couche de la carapace (ici, on prend $n=2$ pour avoir une carapace en double couche plus stable)
- kt : coefficient d'épaisseur de couche prenant en compte la densité de pose de la couche ($kt=0.97$ selon le rock manual dans notre cas)
- $Dn50carapace$: diamètre médian nominal de la carapace

L'épaisseur de la couche de la carapace est de : 1,467 m . Elle correspond à 2 fois le diamètre médian nominal des enrochements, ce qui valide notre estimation.

Le nombre de blocs nécessaire pour habiller une surface de $1m^2$ est défini de la manière suivante :

$$N = n \cdot k_t \cdot n_v \cdot D_{carapace}^{-2}$$

Avec :

- n : nombre de couche
- k_t : coefficient d'épaisseur de la couche (dépend du type d'encrochement)
- $D_{carapace}$: le diamètre de l'encrochement

Après calcul, on obtient $N_{\text{blocscarapace}} = 2,345$, donc on prend 3 blocs par m^2 , ce critère sera à respecter par le constructeur.

Les caractéristiques de la carapace sont maintenant évaluées. Voici un tableau récapitulatif des éléments importants:

Caractéristiques de la carapace	
Hauteur de la crête	0,933 m
Largeur de la crête	2,199 m
Nombre de couche	2
Epaisseur de la carapace totale	1,467 m
Masse médiane des blocs	0,928 tonnes
Diamètre médian des blocs	0,733 m
Volume	0,394 m ³
Nombre de blocs sur une surface de $1m^2$	3

-Tableau10- Caractéristiques de la carapace.

Tout calcul fait on trouve qu'il faut mettre sur la carapace du profil courant de la digue principale des Blocs en BCR des volumes 0.4m³ et de 0.5 m³ sur le musoir, mais vu que le volume minimal existant sur le marché est de 0.8 m³, on a opté pour des blocs de ce volume. Donc on aura des blocs de masse 0.19t et l'épaisseur de la couche sera de 1.9m.

6.4.4. Dimensionnement de la sous-couche :

Aucune formule n'est applicable pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) nous renseignent sur une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche.

$$M50_{\text{souscouche}} = 1/10 * M50_{\text{carapace}}$$

$$D50_{\text{souscouche}} = 1/2.2 * D50_{\text{carapace}}$$

Les blocs de la sous couche ne doivent pas être trop petits, afin d'assurer une meilleure imbrication dans la carapace et afin d'avoir une sous couche rugueuse et perméable.

L'évaluation de l'épaisseur de la couche et du nombre de blocs sur une surface de $1m^2$ est effectuée avec les mêmes formules que pour la carapace.

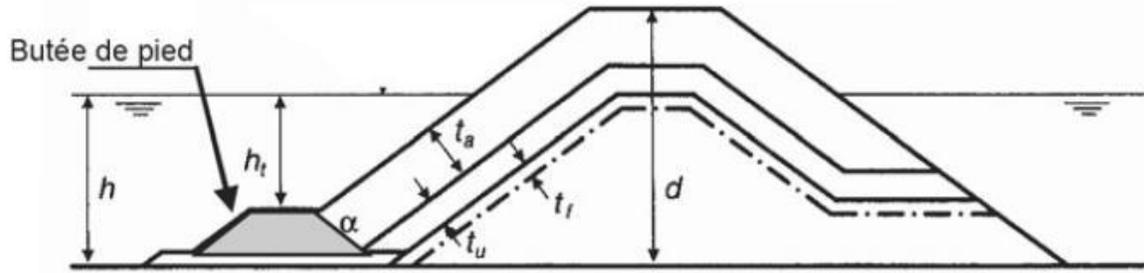
Caractéristiques de la sous couche	
Largeur de la sous couche	0,999 m
Nombre de couche	2
Épaisseur de la sous couche totale	0,666 m
Masse médiane des blocs	0,092 tonnes
Diamètre médian des blocs	0,333 m

-Tableau 11- Caractéristiques de la sous-couche.

6.4.5. Dimensionnement de la butée de pied :

En général, la butée de pied est mise en place lorsqu'une digue ou un contre-épi est orienté côté mer afin de protéger la carapace des éventuels effets de fond. Comme pour la carapace cette butée de pied devra être stable.

Afin d'assurer sa stabilité, on met les mêmes types d'enrochements que la carapace pour construire cette butée. En revanche, en pratique, il est préférable de réduire la taille des enrochements ainsi que leur masse pour des raisons économiques. Cependant, il faut éviter de couvrir la butée d'un enrochement trop petit pour éviter d'éventuels colmatages, inclusions à l'intérieur de la carapace et même dans le cas extrême un arrachement de la butée sous l'action de la houle si son poids est trop faible.



-Figure35- Schéma d'une butée de pied.

Dans notre cas où l'enrochement est artificiel, deux cas sont envisageables :

- **Enrochement en deux couches** (le cas de Tétrapode par exemple) :

La butée de pied est en enrochement naturel, et le dimensionnement se fait comme suit :

$$\text{Formule de Daniel CAMINADE : } M_{50butée} = \frac{1}{10} \frac{h_t}{H_{1/10}} \frac{\rho H_{1/10}^3}{K_d \cot(\alpha) \Delta^3}$$

Avec :

- h_t : Hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied
- $H_{1/10}$: Valeur moyenne du dixième supérieur des hauteurs des vagues des données observées à 30 minutes d'intervalle ($H_{1/10} = H_s$)
- ρ : Masse volumique apparente de la roche (kg/m³)
- α : Angle du talus côté mer
- K_d : Coefficient de stabilité
- Δ : Densité relative déjaugée (adimensionnelle) ($\Delta = (\rho - \rho_w) / \rho_w$)
- $M_{50butée}$: Masse médiane des blocs de la butée de pied

Pour calculer cette masse, il faut estimer la hauteur d'eau au-dessus de la butée h_t . Certains chercheurs ont émis l'hypothèse qu'une relation entre le nombre de stabilité et cette hauteur était existante. Cependant, à l'heure actuelle aucune preuve n'a été démontrée et aucune relation explicite n'a été découverte.

A l'aide de données répertoriées dans le Rock Manual, on remarque que plus la butée est élevée, moins la stabilité est assurée : on se rapproche d'un dimensionnement de berme. En revanche, lorsque la butée est proche du fond, la stabilité est assurée (ratio h_t/h au-dessus de 0.5, h la profondeur d'eau).

h_t/h	$H_s / (\Delta D_{n50})$
0.5	3.3
0.6	4.5
0.7	5.4
0.8	6.5

-Tableau12- La valeur du nombre de stabilité en fonction du rapport h_t/h (Rock manual)

On peut alors constater que pour une ration de 0.8, la stabilité est parfaitement assurée, et les dommages sont réduits. On choisira de dimensionner notre butée de pied en imposant cette stabilité

$$NS_{butée} = H_s / \Delta D = 6.5$$

En utilisant la formule de **Pilarczyk (1998)** dans le Rock Manual, on peut trouver h_t :

$$h_t = \left(\frac{\frac{NS_{butée}}{N_{od}^{0.15}} - 2}{6.2} \right)^{\frac{1}{2.7}} \cdot h$$

Avec :

- $NS_{butée}$: Nombre de stabilité de la butée de pied
- h : Profondeur de l'eau au pied de l'ouvrage
- N_{od} : caractérise le niveau de dommage (on prend $N_{od}=2$ ce qui correspond à un dommage accepté d'un léger aplanissement de la butée)
- h_t : Hauteur d'eau au dessus de la butée de pied

Le calcul donne : $h_t = 2,013$ (m)

Nous appliquons ensuite les mêmes formules que pour la carapace pour déterminer la largeur minimale de la butée $B_{butée}$, le diamètre médian nominal des blocs $D_{butée}$ et le nombre de blocs par m^2 .

- **Enrochement en une seule couche artificiel :**

Il est conseillé de faire encre des blocs dans le fond pour qu'ils jouent le rôle de butée, dans certains cas, il est même envisageable de faire des micropieux de diamètre 800 mm si c'est nécessaire (le fond non adéquat).

Dans le cas normal, on se contente des blocs artificiels comme butée (3 à 4 blocs).

Caractéristiques de la butée du pied	
Hauteur de la butée	0,387 m
Largeur de la crête	1,005 m
Masse médiane des blocs	0,089 tonnes
Diamètre médian des blocs	0,335 m

-Tableau13- Caractéristiques de la butée de pied.

On peut remarquer que la masse du pied de butée est très minime, on n'aura donc pas besoin de ce dernier pour la digue secondaire.

6.4.6. Dimensionnement de la crête :

La méthode TAW (2002a) dans le Rock Manual, propose des formules pour estimer le franchissement selon le cas.

La formule du franchissement de la houle en eau peu ou très peu profonde avec $\xi_{m-1,0} > 7$ est donnée par la relation suivante :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.21 \exp\left(\frac{-R_c}{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta(0.33 + 0.22\xi_{m-1,0})}\right)$$

- q : débit franchissant m³/s /m
- Rc : revanche de la crête en m
- $\xi_{m-1,0}$: paramètre de déferlement.
- γ_β : facteur de correction de l'angle d'incidence de la houle. ($\gamma = \gamma\beta^* \gamma_f$)
- γ_f : facteur de correction de la rugosité du talus.
- H_{m0} : hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre.

En eau peu profonde, Thomson et Vincent (1985) ont proposé une relation d'estimation du rapport $H_{1/3}/H_{m0}$:

$$\frac{H_{1/3}}{H_{m0}} = \text{Exp}(0.02289 \left(\frac{h}{gT_p^2}\right)^{-0.436})$$

- $H_{1/3}$: hauteur significative de la houle (= H_s).
- T_p : Période de pic en s.
- h : Hauteur d'eau statique en m.

Selon le Rock Manuel, Vandermeer a développé deux formules de calcul du franchissement dans le cadre de la méthode du TAW : l'une pour des vagues déferlantes ($\xi_{m-1,0} \leq 2$), pour lesquelles le franchissement de la houle augmente avec l'accroissement du paramètre de déferlement, et l'autre pour les vagues non-déferlantes ($\xi_{m-1,0} > 2$), pour lesquelles le franchissement maximal est atteint :

- Pour une houle déferlante :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan\alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(\frac{-BR_c}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta \gamma_b \xi_{m-1,0}}\right)$$

- Pour une houle non déferlante :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C \exp\left(\frac{-DR_c}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}\right)$$

Le rock Manuel propose les coefficients A, B, C, D calculé par la méthode du TAW.

Coefficient	Valeur avec marge de sécurité- calcul déterministe	Valeur avec marge de sécurité- calcul probabiliste
A	0.067	0.067
B	4.30	4.75
C	0.20	0.20
D	2.30	2.60

-Tableau14- Coefficients des équations (Rock manual).

Dans notre cas, nous avons trouvé une valeur du paramètre de déferlement égale à 3.9 donc nous sommes dans le cas d'une houle non déferlante, par suite nous allons utiliser l'équation adéquate pour déduire la revanche de la crête en se basant sur un débit franchissant : $q=1$ l/s/m.

Les relations ci-dessus nous donne la valeur de la revanche de la crête : **$R_c = 2,978$ m.**

6.4.7. Dimensionnement du talus arrière :

Jusqu'à présent, l'ouvrage a été dimensionné de manière à ce que le talus avant (côté mer) supporte l'attaque de la houle, et limite les effets de franchissement en acceptant des dommages minimes. Par conséquent, les dimensions du talus arrière peuvent être inférieures à celles du talus avant car il est moins exposé.

Pour commencer, on choisit d'utiliser une pente de talus arrière plus raide que celle de l'avant pour limiter le volume de matière première à utiliser lors de la construction.

On peut exprimer la taille des enrochements du talus arrière avec la formule (Van Gent et Pozueta (2005)) pour un niveau de dommage considéré :

$$D_{n50} = 0.008 \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{-\frac{1}{6}} \cdot \frac{u_{1\%} T_{m-1,0}}{\sqrt{\Delta}} (\cot \alpha_{\text{arrière}})^{-\frac{2.5}{6}} \left(1 + 10 \exp\left(-\frac{R_{c,\text{arrière}}}{H_s}\right)\right)^{1/6}$$

Avec :

- S_d : Coefficient de dommage ($S_d = 2$)
- $\Delta = 1,549$ (enrochement naturel)
- N : nombre de vagues (pour une tempête de Nh heures avec une période de houle T , on a $N = Nh * 3600/T$)
- H_s : Hauteur significative de la houle
- $T_{m-1,0}$: Période énergétique de la houle ($T_{m-1,0} = Tp/1.1 = 5,454$)
- $\alpha_{\text{arrière}}$: Angle du talus arrière
- $R_{c,\text{arrière}}$: Revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau à l'arrière de la crête (environ égale à R_c)
- $u_{1\%}$: vitesse maximale (moyennée sur la profondeur) à l'arrière de la crête (m/s) au cours d'un franchissement dépassé par 1% des vagues incidentes (Van Gent, 2003)

$$u_{1\%} = \frac{1.7(g\gamma_{f-c})^{0.5} \left(\frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f}\right)^{0.5}}{\left(1 + 0.1 \frac{B}{H_s}\right)}$$

- B : la largeur de crête ($B = 2,785$)
- R_c : la revanche de la crête côté mer
- γ_f : rugosité du talus côté mer (=0.55 pour des talus rugueux)

- γ_{f-c} : rugosité de la crête (=0.55)

Il est nécessaire de faire attention à la valeur du Run-up à 1%, qui est une valeur fictive calculée à l'aide de la formule de Van Gent (2003) reliant le $R_{u1\%}$ au déferlement calculé à partir de la période énergétique $T_{m-1,0}$ et non la période moyenne.

La formule suivante pour calculer $R_{u1\%}$:

$$R_{u1\%}/(\gamma H_s) = c_0 \xi_{s-1,0} \text{ pour } \xi_{s-1,0} \leq p$$

$$R_{u1\%}/(\gamma H_s) = c_1 - \frac{c_2}{\xi_{s-1,0}} \text{ pour } \xi_{s-1,0} > p$$

Avec :

- $c_0, c_1, c_2 = \text{coefficients}, c_0 = 1.45, c_1 = 5.1, c_2 = 0.25 c_1^2/c_0$
- $p = 0.5c_1/c_0 = 1,758$
- $\gamma = \text{coefficient de réduction}; \gamma = \gamma_f \gamma_\beta$ qui prend en compte les effets de l'incidence oblique et de rugosité.
- $\xi_{s-1,0} = \text{paramètre de déferlement défini pour } T_{m-1,0}$

$$\xi_{s-1,0} = \tan \alpha \frac{1}{\left(2\pi H_s \frac{1}{g T_{m-1,0}^2}\right)^{\frac{1}{2}}} = 3,561$$

Dans ce cas on a $\xi_{s-1,0} > p$ donc on utilise la formule suivante :

$$R_{u1\%}/(\gamma H_s) = c_1 - \frac{c_2}{\xi_{s-1,0}} \text{ pour } \xi_{s-1,0} > p$$

Ce qui nous donne : $R_{u1\%} = 1,573$ et $u_{1\%} = 5,626$

Grâce à tous ces éléments et calculs, nous obtenons une valeur du diamètre médian des blocs du talus arrière.

$$M_{\text{talusarriere}} = D_{\text{talusarriere}}^3 \cdot \rho$$

La largeur L_s est la dernière dimension importante à estimer. Elle sert à délimiter le début du talus arrière sur la crête. Elle correspond à la zone qu'il faudra protéger contre les éventuelles projections d'eau sur la crête, c'est-à-dire là où l'enrochement doit être encore conséquent.

La formule suivante donne l'expression de cette largeur :

$$L_s = 0.2\psi T \sqrt{g(R_u - R_c)}$$

Avec :

ψ : facteur lié à l'importance de l'ouvrage (compris entre 1 et 2). Le choix de la valeur est laissé au jugement du concepteur.

T : période moyenne de la houle (s)

R_u : Run-up de la houle

R_c : revanche côté mer de la crête

L_s : longueur à protéger

Caractéristiques du talus arrière	
$U_{1\%}$	5,626
$R_{u1\%}$	1,573
Diamètre médian des blocs	0,335 m
Volume	0,054 m³
Masse médiane des blocs	0,140 tonnes

-Tableau15- Caractéristiques du talus arrière.

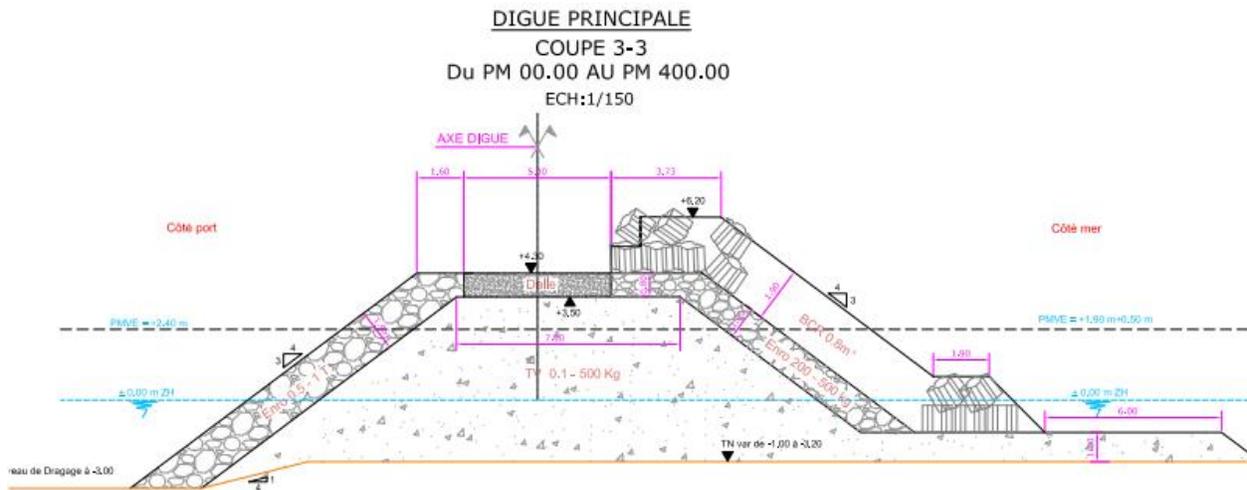
6.4.8. Dimensionnement de la carapace du Musoir :

Le musoir est la partie la plus exposée à l'action de la houle, pour cela il faut que sa carapace soit constituée de blocs plus gros que ceux de la carapace du profil courant. Le Rock Manuel propose que le coefficient de stabilité K_d du musoir doive être réduit de 20% de celui du profil courant.

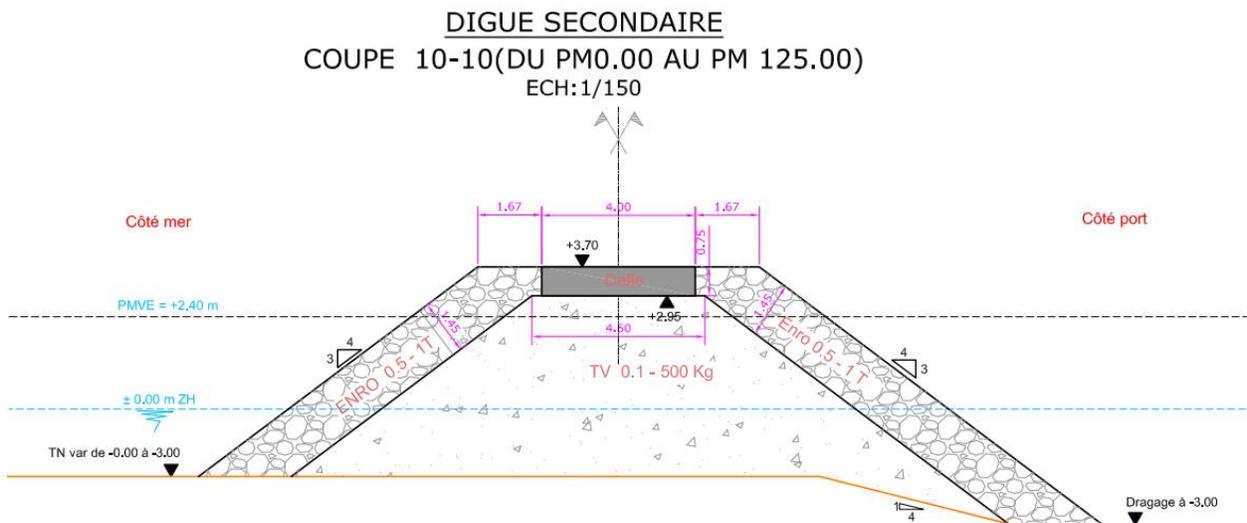
On applique la formule de Hudson et on trouve que pour la carapace on doit mettre des blocs de BCR de 0.5m^3 de volume mais vu que le volume minimal disponible de ce type de bloc est de 0.8m^3 on va opter pour cette valeur c'est-à-dire une masse de 0.9t.

6.5. Comparaison des résultats avec ceux du concepteur:

Si on compare les deux figures ci-dessous, solution du concepteur et solution proposée, nous remarquons que cette dernière propose des enrochements répondants aux exigences qu'on a calculées, de la solution de base et suffisants pour assurer la stabilité.



-Figure36- Schéma de la digue principale.



-Figure37- Schéma de la digue secondaire.

7. Les ouvrages d'accostage :

7.1. Généralités :

La fonction principale d'un port est de :

- Recevoir des navires en leur assurant le pilotage, le remorquage, l'accostage et l'avitaillement.
- Assurer les opérations de chargement et de déchargement des marchandises à partir d'ouvrages portuaires dits "ouvrages d'accostage".

Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs, d'avitaillement, d'armement, de remisage ou de réparation à flot, ou enfin pour attendre la libération d'un poste d'opération.

Ainsi, ils peuvent remplir un triple rôle :

- Fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre (terre-pleins des quais, plateforme des appontements), le dispositif de liaison supporte tout ou partie de l'outillage de manutention, les installations de service du navire.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

La liaison entre le navire et la terre est assurée non seulement par l'ouvrage d'accostage, mais également par les terre-pleins situés en arrière de l'ouvrage :

- **QUAIS:** assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.
- **APPONTEMENTS:** permettent l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurent pas une liaison directe avec les parties terrestres.
- **DUCS D'ALBE:** Ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires.

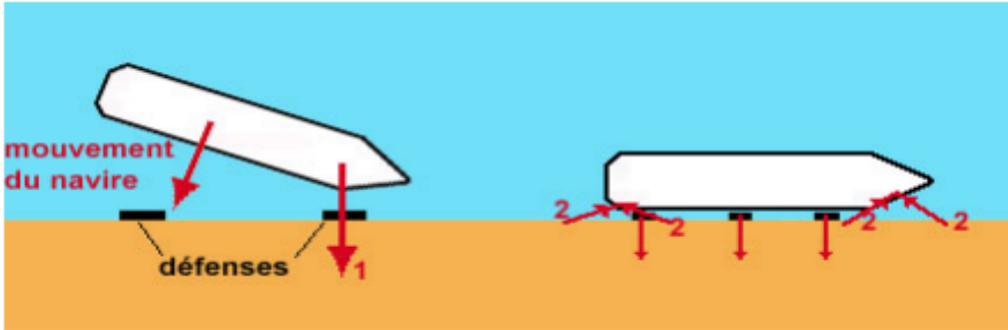
7.1.1. Principe de conception :

A l'accostage, le navire dérive avec une vitesse de 10 à 15 cm/sec.

Compte tenu de sa masse importante, il impose à l'ouvrage un effort horizontal (1) qui peut dépasser la centaine de tonnes.

Une défense déformable permet d'absorber une partie de l'énergie d'accostage.

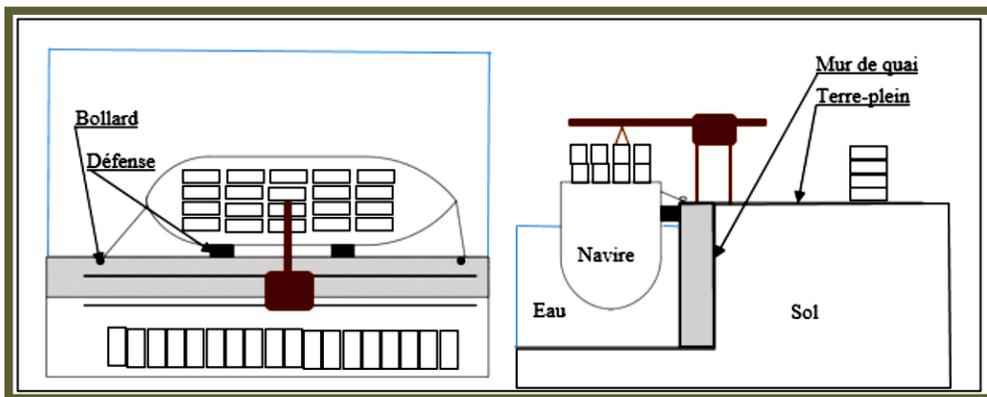
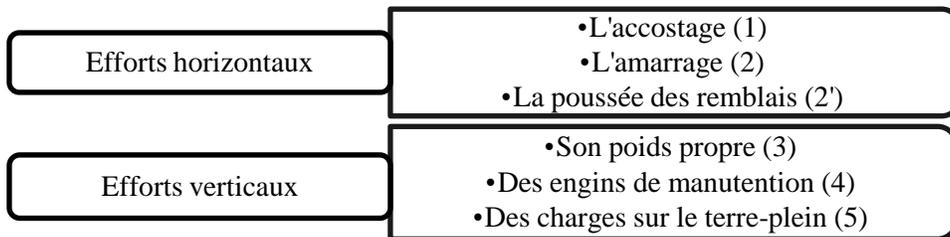
Sous l'effet du vent et des courants éventuels, l'effort d'amarrage (2) peut atteindre la centaine de tonnes.

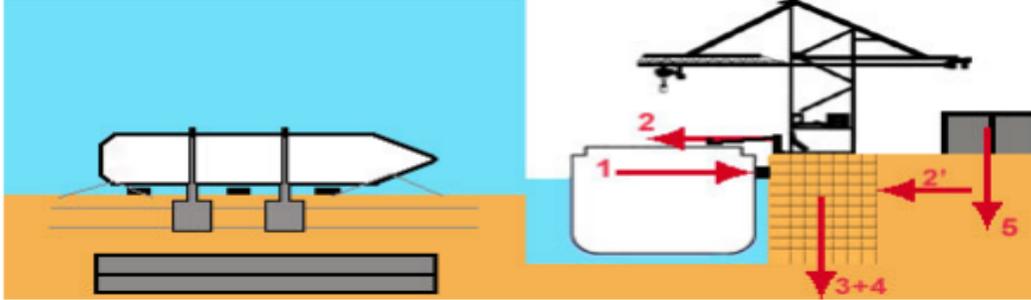


-Figure38- Schéma d'accostage.

a. Quai :

L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre.

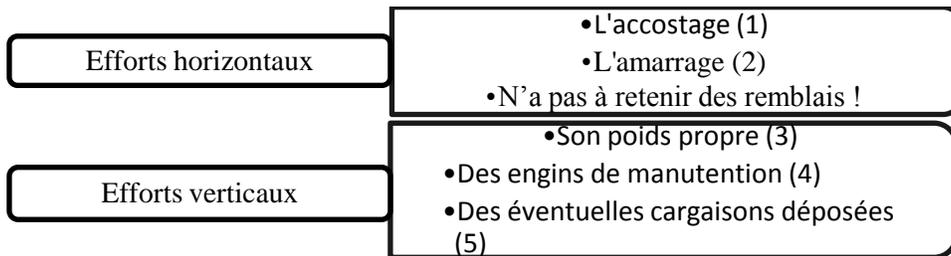


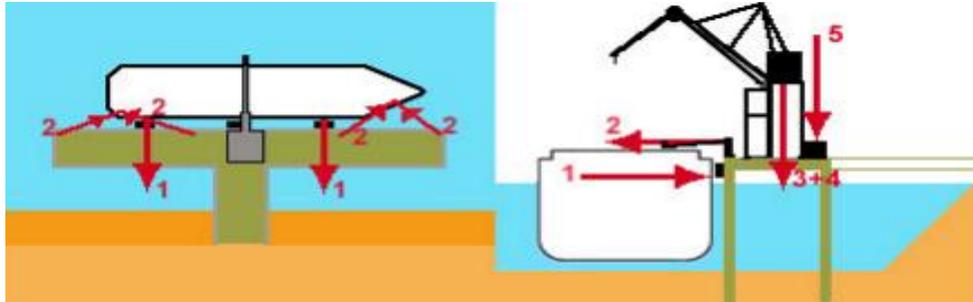


-Figure39- Exemple du quai.

b. Appontement :

Les appontements sont des plates-formes fixes qui remplissent les deux premières fonctions; ils se distinguent du quai par l'absence de terre-plein.

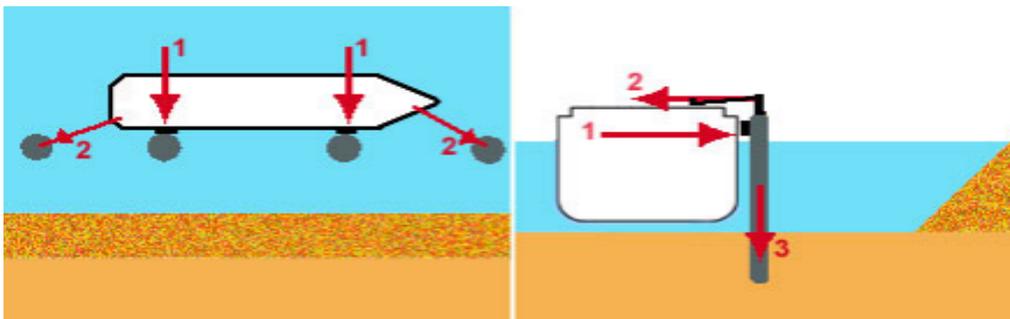
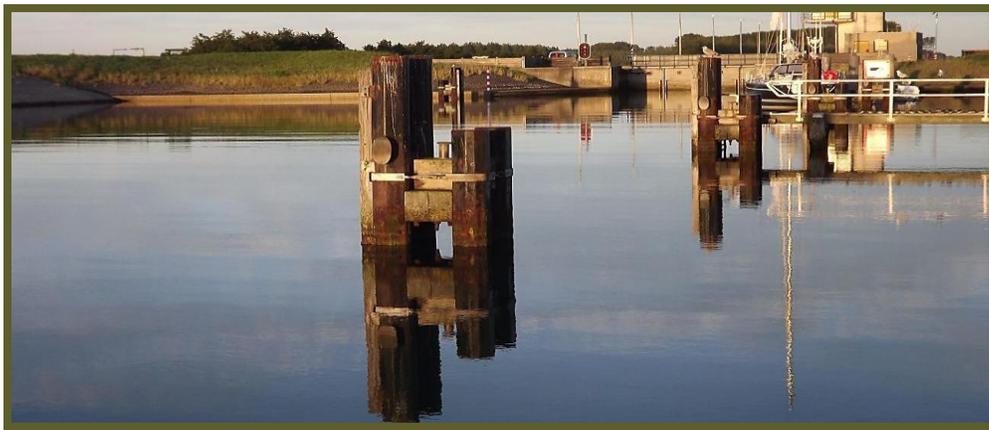
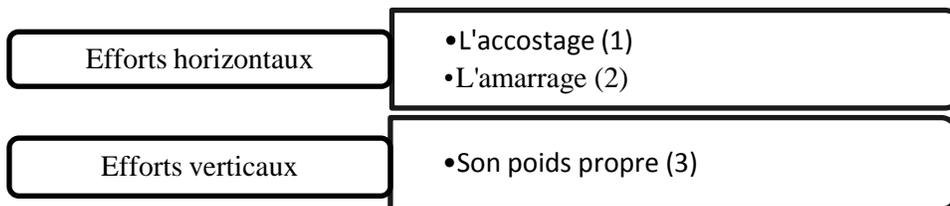




-Figure40- Exemple d'appontement.

c. Ducs d'Albe :

Les ducs d'Albe sont des ouvrages sous forme de poteaux ancrés dans le sol et qui ne servent que pour l'accostage et l'amarrage des navires.



-Figure41- Exemple de Duc d'Albe

7.1.2. Classification des ouvrages d'accostage :

Les caractéristiques du sol de fondation sont déterminantes pour le choix du type de l'ouvrage d'accostage. Suivant le mode de fondation, on peut classer les ouvrages dans les catégories suivantes :

- Ouvrages à fondation continue :

- **En surface:** Ouvrages en maçonnerie, en blocs de béton préfabriqués, en voiles, en béton armé ou en caissons échoués ;
- **En profondeur:** Ouvrages en caissons havés, gabions de palplanches métalliques, rideaux-plans de palplanches métalliques ancrés par des tirants ou par une plate-forme qui est fondée de façon discontinue, parois en béton moulé dans le sol.

Les ouvrages à fondation continue conviennent lorsque le niveau du sol de bonnes caractéristiques est à faible distance de celui du bassin.

- Ouvrages à fondation discontinue :

Ce sont des ouvrages fondés sur pieux ou sur piles, battus ou havés jusqu'au bon sol.

7.2. Types de quais :

Selon leur structure, les quais peuvent être classés en trois familles principales dont chacune comprend plusieurs types d'ouvrages :

- Les ouvrages massifs dits aussi ouvrages-poids ;
- Les ouvrages écrans ;
- Les ouvrages sur pieux ou sur piles.

Dans la section suivante, nous nous intéressons aux ouvrages massifs et écrans puisque le sol de notre quai présente de bonnes caractéristiques géotechniques, en effet, il s'agit principalement de sables siliceux renfermant des passages plus ou moins grésifiés avec la présence par endroits d'une vase sableuse et d'un sable argileux.

7.2.1. Quais massifs :

Le principe de ces ouvrages consiste à assurer le soutènement des terres et leur stabilité par leur poids propre et ils présentent une fondation continue.

Le poids est obtenu soit par la structure du quai (maçonnerie de pierres ou blocs), soit en associant une partie des remblais réalisés à l'intérieur de l'ouvrage ; dans ce cas, le quai est

constitué d'enceintes métalliques ou en béton armé servant d'enveloppe et maintenant les remblais (caisson, gabion).

a. Quais en maçonnerie :

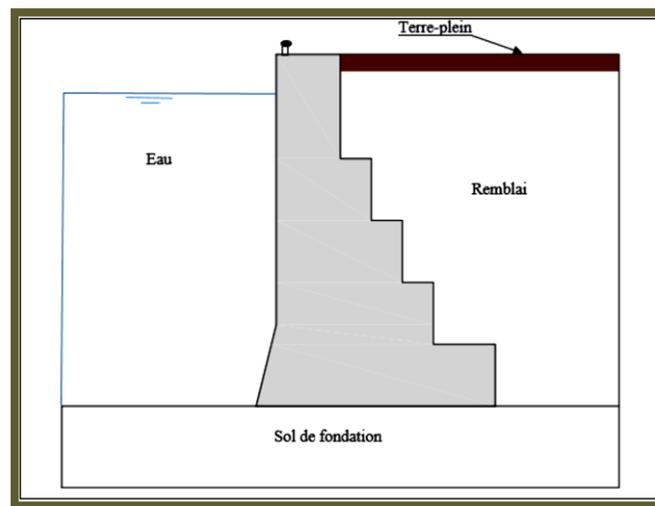
Il s'agit d'ouvrages massifs. Ce type de quai est toujours fondé sur une assise en pierre, ou en sacs de béton immergés quelles que soient les caractéristiques du terrain de fondation.

Le but de cette assise est d'offrir une surface régulière à la base du mur, de supporter des contraintes élevées et de les répartir en les réduisant progressivement aux niveaux inférieurs.

Cette assise doit être prolongée sur quelques mètres en avant et en arrière du mur de façon à améliorer la répartition des contraintes sur le sol de fondation. En plus, cette disposition évite ou réduit le risque d'affouillement de mur.

- **Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place :**

Les ouvrages de ce type sont conçus sous la forme de murs massifs en maçonnerie de pierres ou en béton de ciment. L'emplacement de l'ouvrage est dragué ou dérocté avant la construction de la maçonnerie à fin d'éviter de perturber l'équilibre du sol qui risque de causer des désordres à l'ouvrage construit.



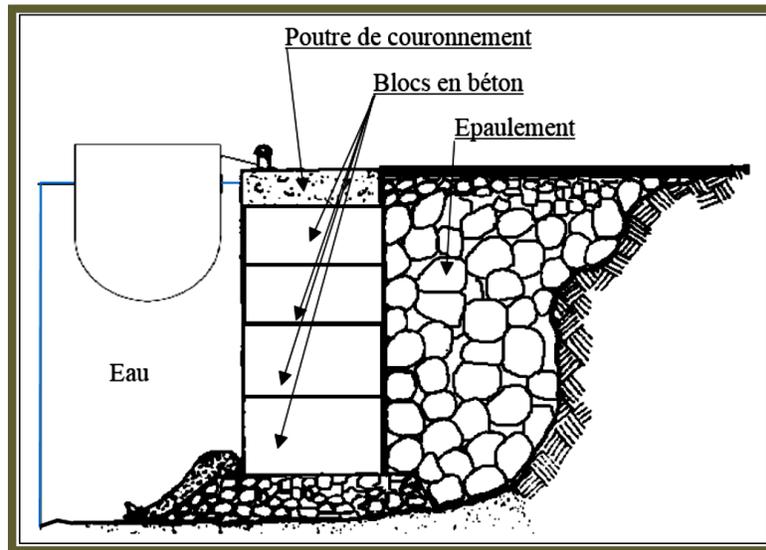
-Figure 42- Exemple de quai en béton coulé sur place.

- **Quais en blocs de béton :**

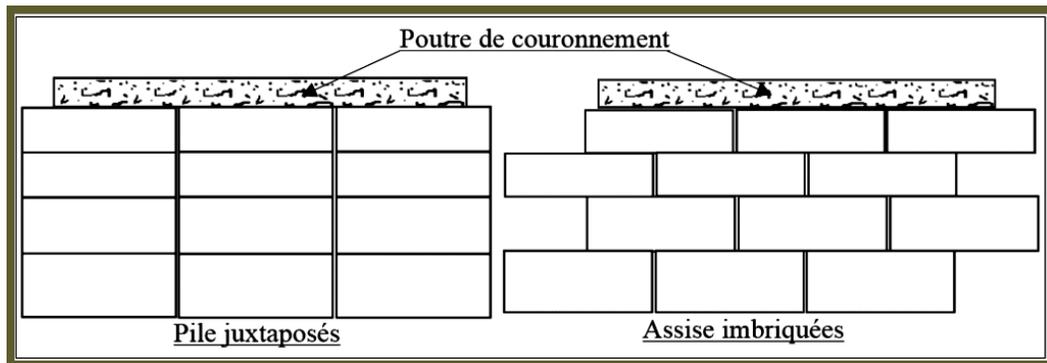
Ces quais sont constitués par un mur en blocs de béton préfabriqués posés les uns sur les autres.

La pose de ces blocs peut s'effectuer par assises imbriquées ou par des piles juxtaposées. Les assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts provenant d'un

tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. Par contre, les piles juxtaposées permettent une reprise assez facile de l'ouvrage en cas de désordres limites.



-Figure 13 Quai en blocs de béton



-Figure 14- Méthodes de pose des blocs

Généralement, ces blocs sont évidés pour économiser au niveau de béton et faciliter au même temps leur manutention. Ils sont remplis en béton maigre ou en matériaux de remblais pour faire augmenter le poids de la structure et pour avoir une bonne solidarité entre les blocs.

Ces quais sont couronnés par une poutre, en béton armé, coulée sur place ou préfabriquée.

Elle assure une bonne répartition des charges d'amarrage et d'accostage. Cette poutre comprend des joints de dilatation et de retrait régulièrement espacés. Cette poutre permet également d'assurer la fonction de poutre de roulement avant des outillages.

- **Remblaiement en arrière des murs en maçonnerie ou en béton :**

Le remblaiement en arrière des murs doit être conçu de façon à réduire autant que possible la poussée des terres de même que la poussée due aux variations relatives des niveaux de la nappe et du plan d'eau. A cet effet, le remblai immédiatement en arrière du mur est constitué par des matériaux ayant un angle de frottement élevé et un pourcentage de vide qui donne une bonne perméabilité. Ce remblai doit être équipé d'un ou des filtres pour réduire les surpressions hydrostatiques. Ces filtres doivent être assez perméables et ne pas risquer un colmatage par l'écoulement des matériaux fins ce qui peut causer des affaissements au niveau de terre-plein par le départ de ces matériaux vers le bassin.

- b. **Quais en caissons :**

Ils sont constitués par des caissons préfabriqués partiellement ou totalement.

Ces caissons sont constitués par des cellules remplies de remblais ou d'un béton maigre. Les caractéristiques géométriques sont définies à partir des critères de stabilité, du tirant d'eau nécessaire et du marnage. En effet, la cote d'arase du caisson est déterminée afin de permettre la construction de la poutre de couronnement pendant la basse mer.



-Figure 45- Exemple de caissons

Ces ouvrages sont plus légers que les quais en blocs de béton et amènent donc des contraintes moins élevées sur le sol de fondation (moindre poids et plus grande largeur).

De ce fait ils permettent des hauteurs libres supérieures à 20 mètres.

Néanmoins, ils nécessitent aussi un sol de fondation de bonne qualité en surface ou à faible profondeur. Les considérations sur les sols de fondations des quais en blocs de béton s'appliquent aussi aux quais en caissons.

c. Quais gabionnés en palplanches :

Ils sont constitués par des palplanches métalliques battues verticalement et assemblées sous forme d'enceinte gabionnée qui limitent un massif de terre. Les gabions sont de deux types, soit des gabions circulaires soit des gabions cloisonnés. Les parois de ces cellules ne supportent aucun effort de flexion, simplement des efforts de traction normaux à la ligne des joints qui doivent être conçu pour permettre un agrafage suffisamment résistant des palplanches l'une sur l'autre.

Ces ouvrages peuvent être soit détachés de la rive soit adossés à celle-ci. Ils s'adaptent à des sols de fondation de moins bonne qualité que les quais en blocs ou en caissons.



-Figure 46- Exemple de quais gabionnés en palplanches

Ils posent un certain nombre de problèmes :

Ils sont très déformables et peuvent présenter des déplacements horizontaux de l'ordre de 5 % de leur hauteur et des tassements importants.

Ils sont mal adaptés aux surcharges lourdes.

Ils présentent une faible sécurité aux chocs des navires.

En plus, on évite l'utilisation des ouvrages gabionnés lorsqu'on craint la production de déviations de palplanches au cours du battage.

Le couronnement repose, pour ce type de quai, sur le remblai situé à l'intérieur des gabions et résiste aux efforts horizontaux par frottement. Lorsque les efforts verticaux sont très importants et risquent de compromettre l'intégrité des enceintes, le couronnement est fondé sur des pieux descendus dans les remblais.

7.2.2. Ouvrages écrans :

Ils consistent en un écran globalement plan assurant la fonction de soutènement des terres par la butée des terres et/ou par des tirants d'ancrage ; ces derniers reportent les efforts de traction sur un élément d'ancrage réalisé en arrière de l'ouvrage.

On distingue :

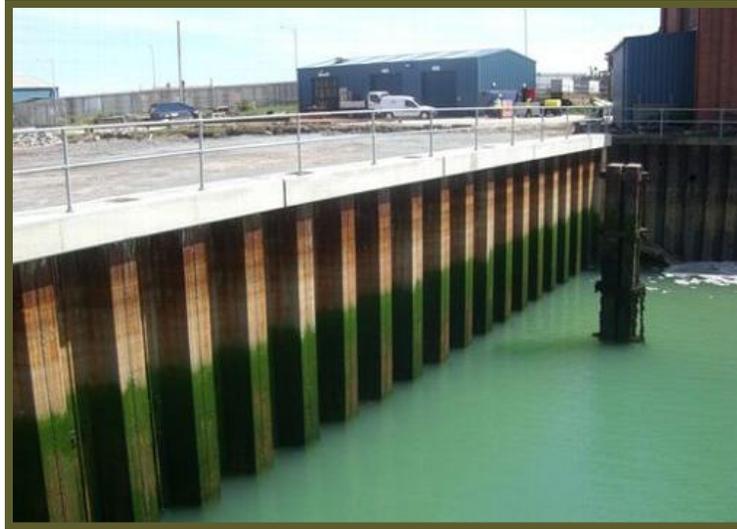
- Quais en rideaux de palplanches.
- Quais en parois moulées.

a. Quais en rideaux de palplanches :

Ces ouvrages sont de conception simple Ils sont construits, généralement, par des palplanches travaillant en flexion, fichées dans le sol et retenues par un ou plusieurs niveaux de tirants reportant les efforts de traction sur un organe d'ancrage réalisé en arrière de quai. Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier disposés en une ou deux nappes, attachés sur un ouvrage ; les tirants peuvent parfois être actifs.

L'ancrage du rideau peut aussi être assuré par une plate-forme horizontale en béton armé, supportée par des pieux inclinés.

L'utilisation de ce type d'ouvrage est une solution classique et toujours d'actualité pour la constitution des quais. Elle est caractérisée par la rapidité d'exécution aussi bien en site terrestre qu'en site nautique et elle est bien adaptée aux sols de qualités moyennes.



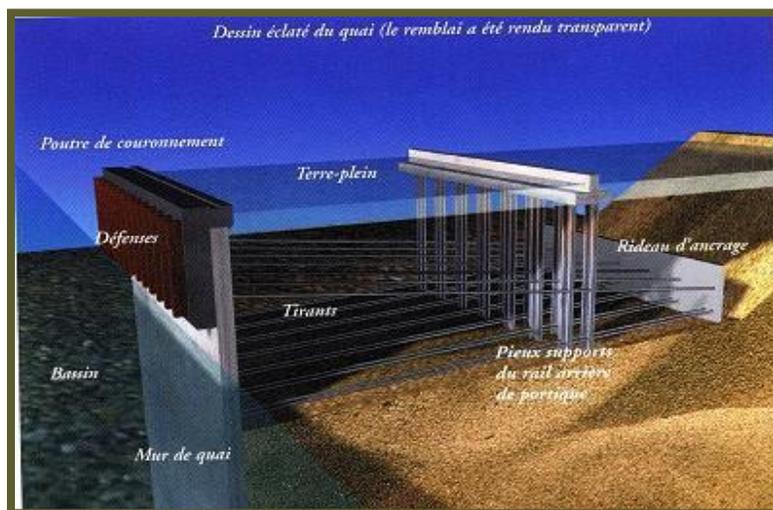
-Figure 47- Exemple de quais en rideaux de palplanches

b. Quais en parois moulées :

Les quais en parois moulées plans sont constitués par un écran vertical en béton armé. Cet écran est construit, sans blindage ni coffrage, à partir de la surface du sol par excavation à l'aide des machines appropriées. Il est buté ou encastré en pied. Il peut aussi être ancré sur un ou plusieurs niveaux par des tirants passifs ou actifs.

Ils sont compétitifs vis-à-vis de palplanches métalliques dans le cas des quais de grandes profondeurs.

L'utilisation des parois moulées exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable. Ils permettent des hauteurs d'ouvrage supérieures à 20 m.



-Figure 48- Exemple de quais en parois moulées

7.2.3. Quais sur pieux ou sur piles :

Les structures sur pieux ou sur piles sont utilisées dans de nombreux types d'ouvrage allant des appontements avec ducs d'Albe aux quais continus.

a. **Quais sur pieux :**

Ce sont des quais à plateforme construite généralement en béton armé et supportée par des pieux métalliques ou en béton armé. Ils sont utilisés lorsque le terrain est constitué d'une couche, de mauvaise qualité, sous laquelle il y a une couche de portance suffisante et à une profondeur pas trop importante.

b. **Quais sur piles :**

Ce sont des quais constitués par une plateforme supportée par des piles verticales qui contrairement au pieux peuvent résister à des efforts tranchants et des moments de flexion importants. La plateforme et les piles sont construites en béton armé ou en acier.

7.3. **Principaux critères de choix entre les types de quais :**

Chaque ouvrage à réaliser nécessite une étude particulière tenant compte de nombreux paramètres intervenant dans le choix du type de quai et il n'est pas possible de définir une classification verticale.

Toutefois, des indications générales peuvent être présentées sur l'orientation de ce choix en fonction des données suivantes nécessaires à l'établissement d'un projet de quai soit :

- Les données relatives aux conditions du site.
- Les données relatives aux conditions géotechniques du site.
- Les données relatives aux conditions à l'exploitation du quai.
- Les données relatives aux conditions économiques.
- Les données relatives aux conditions à l'expérience acquise.

7.3.1. Conditions de site :

La nature du site et les conditions de marée ont une grande influence sur le choix du type d'ouvrage.

- En site terrestre : l'exécution est faite à sec ou à l'abri d'un rabattement de la nappe, puis par dragage des accès.
- En site nautique : Les travaux se font soit à la marée soit par avancement.

- En site terrestre, les ouvrages écrans sont les plus appropriés. En revanche, les ouvrages sur pieux et gabions de palplanches sont plus adaptés pour les sites nautiques.

Type de quai	Hauteur libre maximale	Site le mieux adapté
Quai en blocs	15	Nautique
Caisson en BA échoués	25 à 30	Nautique
Caisson en BA havés	25 à 30	Terrestre
Quai en gabions circulaires	15	Nautique
Quai en gabions cloisonnés	20	Terrestre
Quai en palplanches	18	Nautique ou terrestre
Quai à rideau mixte	25	Nautique ou terrestre
Quai en paroi moulée	25 à 30	Terrestre

Tableau16 : Les critères de choix d'un type de quai

7.3.2. Conditions géotechniques :

La qualité de la fondation impose un choix et une conception particuliers. En effet, sur une bonne fondation, le choix d'un quai massif est généralement le plus approprié. Sur un sol qui n'a pas une grande portance, les quais écrans et sur pieux sont les plus adaptés. En effet les ouvrages à fondations continues sont adoptables lorsque le sol possède une qualité satisfaisante.

7.3.3. Exploitation du quai :

Les paramètres importants sont le type de trafic et le navire de projet.

Le type de trafic définit les besoins en outillage, qui nécessitent parfois des fondations spécifiques, et les charges d'exploitation qui doivent être reprises par l'ouvrage. A l'exception des postes pétroliers, les outillages sont très souvent constitués de grues ou portiques se déplaçant sur un chemin de roulement.

7.3.4. Conditions économiques :

Le choix de la solution économique d'un projet est influencé par les conditions économiques, de la région dans laquelle le projet est envisagé. Il faut donc se préoccuper de ces conditions ; la disponibilité des matériaux de construction et la distance de transport nécessaire pour les amener à la zone des travaux... Par exemple, il faut éviter les ouvrages en béton armé dans des régions dépourvus de ressources en agrégats.

Les renseignements, tirés d'ouvrages déjà en service ou de chantiers exécutés au voisinage du site sont susceptibles de guider utilement le choix ; car la répétition ou l'extrapolation dans ce domaine où l'expérience présente une grande importance, sont souvent plus sûrs que l'innovation.

7.3.5. Matériaux de construction :

Ils constituent un facteur important pour tout ouvrage de génie civil, en particulier les quais.

7.3.6. Expérience de l'entreprise :

Des ressources humaines expérimentées dans une technique particulière et un matériel efficace et adapté, peuvent rendre une solution très intéressante.

→ **Choix de la variante étudiée :**

Pour notre cas, il s'agit d'une profondeur de **-3 m/ZH** et un site nautique et vu la qualité de la fondation, on garde les ouvrages massifs: quais en caissons et quais en blocs.

On garde finalement la variante quais en blocs pour la facilité de leur exécution et des raisons économiques que le maître d'ouvrage a imposées.

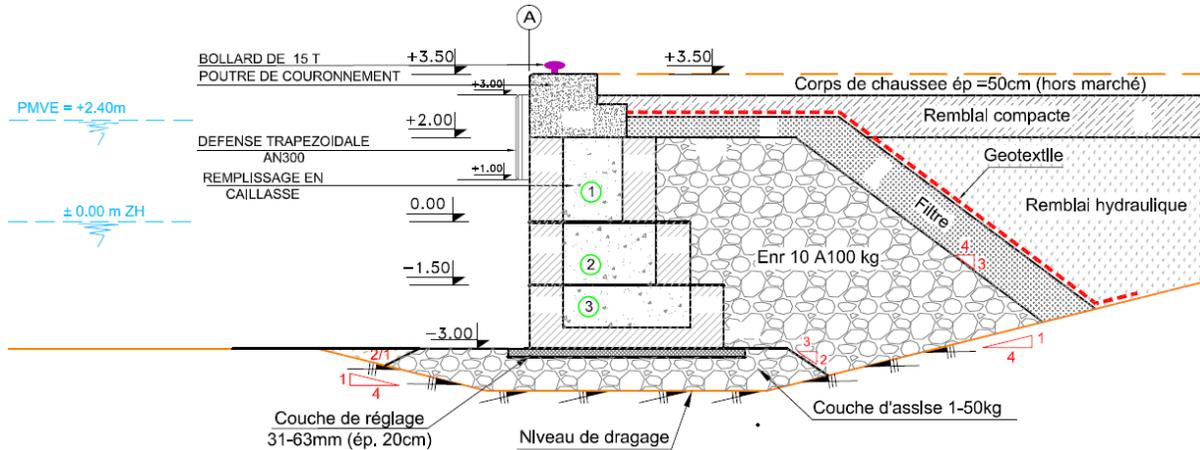
7.4. **Présentation du quai étudié :**

7.4.1. Descriptif et géométrie du quai en blocs étudié :

Le quai étudié est constitué de trois blocs et d'une poutre de couronnement, d'une hauteur totale de 6.5m/ZH. Les blocs seront ultérieurement remplis de ballaste.

(Détails de la géométrie dans l'annexe)

<u>Elément</u>	<u>Hauteur</u>	<u>Largeur</u>
Poutre de couronnement	1,5	2,3
Bloc1	2	3
Bloc2	1,5	3,8
Bloc3	1,5	4,6



-Figure 49- Coupe transversale du quai.

7.4.2. Matériaux de construction :

L'ensemble des matériaux utilisés pour la construction du mur du quai présentent un bon comportement à la présence de l'eau et une meilleure rentabilité mécanique et physique, l'ensemble des matériaux utilisés sont résumés dans le tableau suivant:

	γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	γ' (t/m ³)	Φ'	δ (degré)	δ séisme (degré)
Eau de mer	1.026					
Béton poids	2.35	2.35	1.35			
Béton armé	2.45	2.45	1.45			
Gama enrochement 10-100kg	1.8	2.1	1.1	40	26.7	13.34
Remblais terrestre compacté	2	2.1	1.1	40	26.7	13.34
Matériaux de remplissage (bloc)	1.8	2.1	1.1	40	26.7	13.34
Enrochement	1.8	2.1	1.1	42		
Chaussé	2.2			35		

Tableau 17 : Les caractéristiques des matériaux.

7.4.3. Niveaux d'eau :

Les niveaux d'eau mentionnés dans le présent rapport sont exprimés par rapport au zéro hydrographique du port LAMHIRIZ .

Pleine mer de vives eaux exceptionnelles : PMVEE : +2.4m/ZH

Basse mer de vives eaux exceptionnelles : BMVEE : +0.8m/ZH

Ces conditions de niveau d'eau prennent en considération la surélévation de tempête, la circulation générale, l'effet baromètre inverse ainsi que le niveau de la plus haute marée astronomique.

7.4.4. Gradient hydraulique :

Les murs des quais en blocs sont des ouvrages moyennement étanches (joints entre blocs), il convient de considérer un gradient hydraulique de :

$$0.3*(HAT-LAT) \rightarrow 1m$$

7.5. Calcul des actions appliquées sur le quai:

7.5.1. Conventions :

- Le sens positif des efforts horizontaux est dirigé du terre-plein vers le bassin.
- Le sens positif des efforts verticaux est dirigé vers le bas.
- Les charges sont calculées en (t) pour une pile
- Les distances sont mesurées en mètre (m).

7.5.2. Efforts statiques :

a. **Poids propre (Gp) :**

Le cas de la charge Gp correspond au poids propre de l'élément considéré (poutre de couronnement ou bloc), ce qui revient à sommer le poids du béton constituant ce dernier et le poids du remblai interne (ballast) pour les blocs concernés.

Le calcul du volume du béton et du remblai interne s'est fait de manière manuelle en se basant sur la géométrie de l'élément considéré.

Ainsi le tableau suivant résume les résultats obtenus :

<u>Elément</u>	<u>Béton</u>	<u>Remplissage</u>	<u>Gp</u>	<u>Point d'application</u>
Poutre de couronnement	7.25	0	7.25	1.15
Bloc 1	7.52	5.88	13.4	1.5
Bloc 2	5.64	6.93	12.57	1.9
Bloc 3	6.02	9.45	15.47	2.3

Tableau 18 : Actions dues au poids propre.

b. Poussée hydrostatique G_w :

Le niveau de la nappe dans le sol, à quelque distance de l'ouvrage, est au moins celui du niveau moyen (il est généralement un peu supérieur) ; il en résulte, lorsque le niveau du plan de l'eau est inférieur (cas des PBMVVEE) ou supérieur (cas des BHMVVEE) à celui de la nappe, des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage.

Le gradient hydraulique est la différence entre le niveau d'eau dans le bassin de mer et celui de la nappe derrière le mur et sera pris dans notre cas égale à 1m vu que c'est le minimum requis par le CPS.

L'effort dû au gradient hydraulique se compose d'un effort vertical renversant appliqué au tiers de la base du mur, et d'un effort horizontal déstabilisant appliqué au centre de l'écran fictif. Ces deux composantes sont calculées comme suit :

$$H = \gamma_w * h * (\text{niveau de la nappe} - \text{niveau eau mer})$$

$$V = 0.5 * \gamma_w * B * (\text{niveau de la nappe} - \text{niveau eau mer})$$

Avec :

- γ_w poids volumique de l'eau
- B : largeur du radier
- h : la hauteur d'application du gradient hydraulique.

Les tableaux suivants résument les résultats du calcul pour les deux cas PMVVEE et PBMVVEE.

PHMVEE				
Total	V(t/m)	Point d'application	H(t/m)	Point d'application
Poutre de couronnement	-0.47	0.77	0.08	0.13
Bloc1	-5.38	1.57	1.87	0.69
Bloc2	-7.41	1.88	1.54	0.68
Bloc3	-23.13	2.24	1.54	0.70

PBMVEE				
Total	V(t/m)	Point d'application	H(t/m)	Point d'application
Poutre de couronnement	0.00	0.00	0.00	0.00
Bloc1	-4.00	1.31	-1.33	0.55
Bloc 2	-6.92	1.66	-1.54	0.66
Bloc 3	-9.38	2.06	-1.54	0.70

Tableau 19 : Poussée hydrostatique horizontale et verticale.

c. Actions dues au sol G_{ps} :

Le quai en blocs joue le rôle d'un mur de soutènement des remblais arrière. Dans le calcul de la poussée de ces terres, nous avons adopté la méthode de Coulomb.

La dite méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur. Elle repose sur deux hypothèses principales:

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran
- la force agissant sur l'écran a une direction connue.

En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

La poussée des terres est exprimée par la relation suivante :

$$G_{ps} = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H_a^2$$

Avec:

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \varphi)^2}{\cos(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right]^2}$$

Où :

- α est le fruit interne du mur ;
- β est l'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale ; Pour notre cas : $\alpha = \beta = 0$
- φ est l'angle de frottement interne du sol ;
- δ : Angle de frottement du sol sur le mur.

Les composantes normales et tangentielles du coefficient de la poussée sont :

$$K_{ah} = K_a * \cos(\delta + \alpha)$$

$$K_{av} = K_a * \sin(\delta + \alpha)$$

Après calcul, on trouve :

- $K_a = 0,23$
- $K_{ah} = 0,21$
- $K_{av} = 0,10$

Le point d'application de cette poussée est situé au tiers du tronçon considéré à partir de sa base:

$$d = \frac{h}{3} * \frac{2 * \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}$$

Donc par rapport au point de basculement, le point d'application est situé à :

$$eh = d + \Sigma Hdt$$

dt : partie au dessous du tronçon considéré.

De même que pour le calcul du poids propre, la densité du matériau considéré diffère selon qu'il est submergé dans l'eau ou non.

Puisque la densité des matériaux varie selon la profondeur, pour le calcul de la poussée des terres en un point M donné du mur de soutènement, il faut rajouter à la poussée calculée le poids des terres au-dessus de la couche considérée exprimée par :

$$Q = K_a * \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j H_j$$

Les deux tableaux suivants résument le calcul des composantes de la poussée du sol calculées pour les plus hautes eaux et les basses eaux:

Actions de la poussée du sol (t/m)	PHMVEE			
	Verticale		Horizontale	
	Actions	e/h	actions	e/v
Poutre de couronnement	1.31	2.01	-0.47	0.50
Bloc1	3.13	2.75	-1.83	0.89
Bloc2	5.80	3.18	-2.07	0.72
Bloc3	7.56	2.31	-2.58	0.73

Actions de la poussée du sol (t/m)	PBMVEE			
	Verticale		Horizontale	
	Action	e/h	Action	e/v
Poutre de couronnement	1.31	2.01	-0.47	0.50
Bloc1	3.08	2.71	-1.75	0.90
Bloc2	5.74	3.14	-1.94	0.72
Bloc3	7.49	2.27	-2.46	0.72

Tableau 20 : Actions dues au sol.

d. Surcharges uniformes sur terres pleins :

Lorsque le terre-plein situé derrière le mur est chargé par une charge « q » uniformément répartie due à l'exploitation, au stockage, aux ouvrages sur le terre-plein et à la circulation des grues, la poussée qui en résulte, appliquée au milieu de l'écran fictif, a pour expression :

$$Q_{tp} = q * K_{as} * H$$

Avec :

- **K_{as}**: Coefficient de poussée statique

- **H**: Hauteur de la partie concernée du quai

Si le sol derrière le mur est stratifié, l'expression de la poussée serait :

$$Q_{tp} = q * \Sigma K_{as} * H_i$$

Avec :

i : le numéro de la couche du sol

On tient compte de la présence de deux charges uniformément réparties appliquées comme suit :

$q=2t/m^2$ Appliquée sur le remblai.

Ainsi le tableau suivant résume les résultats du calcul :

<u>Contraintes (t/m3)</u>	<u>Force (t)</u>	<u>Point d'application (m)</u>	<u>Moment (t.m)</u>
Poutre de couronnement	-0.62	0.75	-0.47
Bloc1	-0.83	1.00	-0.83
Bloc2	-0.62	0.75	-0.47
Bloc3	-0.62	0.75	-0.47

Tableau 21 : Surcharges sur terres pleins.

e. Effort d'amarrage F_{am} :

Cette action tient compte des efforts imposés par les amarres sur les bollards fixés sur le quai. Pour le cas de notre projet, le quai sera équipé de bollards fusibles de capacité de 15 tonnes tous les 10 m et ancrés dans la poutre de couronnement. L'effort d'amarrage est calculé en supposant une inclinaison des amarres de 30° par rapport à l'horizontal, donc cet effort a deux composantes.

Les composantes verticale et horizontale de cet effort sont :

$$F_{amh} = \frac{\text{Capacité du bollard}}{\text{espacement}} \times \cos(\alpha)$$

$$F_{amv} = \frac{\text{Capacité du bollard}}{\text{espacement}} \times \sin(\alpha)$$

Avec $\alpha=0^\circ$;

Le tableau suivant résume les efforts dus à l'action de l'amarrage :

	Capacité bollard (t)	Espacement (m)	angle verticale défavorable (degré)	Force (t/ml)
F_{amh}	15	10	0	-1.5
F_{amv}	15	10	0	0

Tableau 22 : Les efforts dus à l'action de l'amarrage.

7.5.3. Efforts dynamiques :

L'effet du séisme représente l'action résultante d'un séisme. En général, le comportement d'une structure durant un tremblement de terre est essentiellement un problème de vibrations.

La méthode généralement utilisée est celle du calcul statique équivalent. Elle consiste à ajouter des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes ainsi que des sollicitations horizontales. Les amplitudes sont définies à l'aide de coefficients « σ_H » et « σ_V » qui sont en fonction de l'accélération nominale a_N du site.

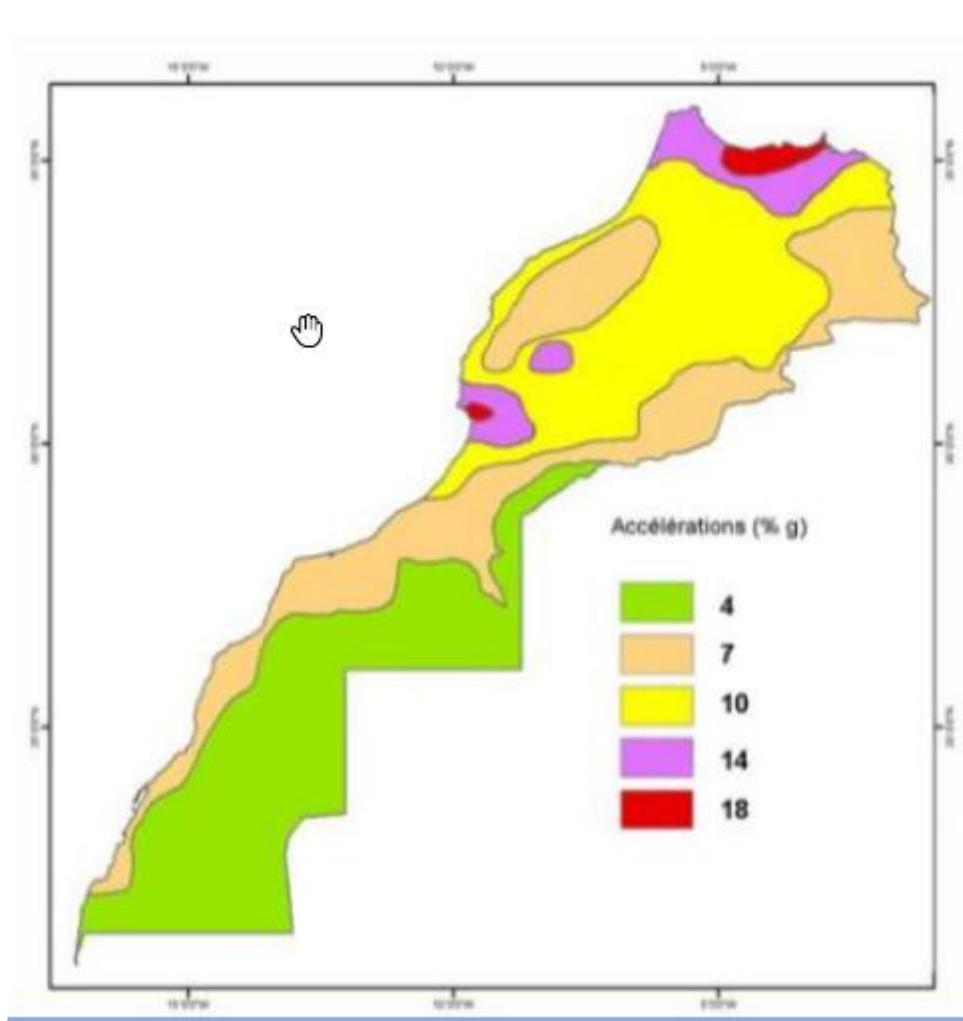
Ces sollicitations s'appliquent, d'une part, au soutènement lui-même et, d'autre part, au massif de terre. Dans ce paragraphe, on détaillera le calcul des charges présentant des différences par rapport au cas statique.

Dans cette partie, nous devons prendre en considération les actions dynamiques qui résultent de l'accélération sismique :

- Effort dû au poids propre de la structure et du remblai sur les chaises.
- Poussée dynamique du sol et des surcharges réparties.
- Dépression hydrodynamique à l'aval.
- Surpression hydrodynamique à l'amont.

a. Paramètres sismiques:

Le quai -3m/ZH se situe dans une région qui appartient à la zone sismique 1 selon la RPS:



Le RPS répartit les structures selon leur usage principal en deux classes de priorité, chacune affectée à un facteur additionnel de sécurité :

Pour la classe I : $I = 1.3$

Pour la classe II : $II = 1.0$

La structure du mur de quai fait partie à *la classe II*, donc le coefficient additionnel de sécurité sera égal à $I = 1.0$

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné, dépend des conditions géologiques et géotechniques du sol. De ce fait, un classement des sites en trois types est adopté en fonction de leurs caractéristiques mécaniques:

Site	Nature	Coefficient τ
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
S2	Sols fermes épaisseur >15m Sols moyennement ferme épaisseur <15m Sols mous épaisseur <15m	1,20
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols mous épaisseur >10m	1.50

Coefficients d'accélération	σ_h			σ_v
	S1	S2	S3	
Catégorie du site	S1	S2	S3	0.4 σ_h
Ouvrage poids	0,5. $a_N \cdot \tau / g$	0,45. $a_N \cdot \tau / g$	0,4. $a_N \cdot \tau / g$	
Ouvrage ancré	$a_N \cdot \tau / g$	0,9. $a_N \cdot \tau / g$	0,8. $a_N \cdot \tau / g$	
Ouvrage non déplaçable	1,3. $a_N \cdot \tau / g$	0,15. $a_N \cdot \tau / g$	$a_N \cdot \tau / g$	

Tableau 23 : Coefficients d'accélération.

Notre projet se trouve dans une zone qui se caractérise par un sol moyennement ferme d'une épaisseur < à 15 m. D'où, le coefficient d'amplification topographique τ sera pris égal à 1.2.

Les données relatives au calcul sismique prises en compte lors de la justification de la variante étudiée dans le présent rapport sont les suivantes :

$$a_n/g = 0.01$$

Coefficient additionnel de sécurité = 1

Coefficient topographique $\tau = 1.2$

$$\sigma_h = 0.006$$

$$\sigma_v = 0.003$$

b. Calcul de l'incrément dû au poids E_p :

L'effort sismique dû au poids propre s'exprime par les relations suivantes :

- **Effort vertical** : $V = \pm \sigma_v * Gp$
- **Effort horizontal**: $H = \sigma_h * Gp$

Avec :

G_p : le poids propre

Le tableau suivant résume les résultats du calcul :

Elément	Effort horizontal (t)	Point d'application	Effort vertical (t)	Point d'application
Poutre de couronnement	0.04	0.75	0.02	1.15
Bloc1	0.08	1.00	0.04	1.50
Bloc2	0.08	0.75	0.04	1.90
Bloc3	0.09	0.75	0.05	2.30

Tableau 24 : Efforts sismiques dû au poids propre.

Les actions horizontales induisent des moments renversants, par contre, les actions verticales induisent un moment renversant en cas de séisme ascendant, et un moment stabilisant en cas de séisme descendant (même valeurs, signe opposé).

c. Incrément dynamique de la poussée des terres P_{ad} :

Mononobe-okabe :

L'analyse des sollicitations sismiques fait appel aux recommandations de l'AFPS 90 qui préconise l'approche dite de Mononobe-Okabe, qui représente une extension directe de la théorie des équilibres limites de Coulomb-Rankine, où des forces d'inertie quasi-statiques appliquées au sol simulent l'effet du séisme. Cette approche consiste à ajouter des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes ainsi que des sollicitations horizontales à l'aide des coefficients sismiques d'accélération, horizontal σ_h et vertical σ_v , déterminés selon l'AFPS.

La méthode de Mononobe-Okabe suppose que :

- La surface de rupture dans le sol est plane;
- Tous les points du sol sont soumis au même instant à la même accélération, ce qui correspond à un coin de poussée rigide;

Le mur est capable de se déplacer suffisamment pour atteindre l'état limite de poussée active.

Selon l'AFPS, l'incrément sismique des terres se calcule avec la formule suivante :

$$Pc = P1 - P0$$

$$P1 = 0.5 * \gamma * H^2 * (1 \pm \sigma_v) * Kad$$

$$P0 = 0.5 * \gamma * H^2 * Kas$$

Avec :

Kad : le coefficient de poussée dynamique active qui s'exprime par la relation :

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\theta) * \cos(\alpha + \theta + \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) * \sin(\varphi - \theta - \beta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) * \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Avec :

- γ : Poids spécifique du sol
- φ : Angle de frottement interne du terrain soutenu
- H : Hauteur du mur
- α : Fruit interne du mur
- β : Angle du terre-plein avec l'horizontale
- δ : Angle de frottement terrain-écran du mur égale à $1/3\phi$
- $\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\right)$: Angle que fait la verticale, la résultante des forces massiques appliquées au terrain situé derrière l'écran.

$\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 + \sigma_v}\right)$: cas d'un séisme descendant

$\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 - \sigma_v}\right)$: cas d'un séisme ascendant

Les tableaux suivant résumant les calculs des coefficients :

Ka	0.256556057
Kah	0.249633669
Kav	0.059194945

Séisme descendant	Kad	1.11938179
	Kadh	1.089178665

	Kadv	0.25827394		Séisme	Kad	1.119474854
				ascendant	Kadh	1.089269218
					Kadv	0.258295412

Tableau 25 : Coefficients de poussée.

Après calcul, on obtient les tableaux suivants qui résument l'incrément sismique des terres :

- Cas de PHMVEE :

		<u>Séisme descendant</u>			
		Action	Action horizontale	Action verticale	point d'application
Poutre de couronnement		0.28	0.27	0.06	0.50
bloc1		0.87	0.84	0.20	0.95
bloc2		0.65	0.63	0.15	0.79
bloc3		0.56	0.54	0.13	0.75

		<u>Séisme ascendant</u>			
		Action	Action horizontale	Action verticale	point d'application
Poutre de couronnement		0.28	0.43	0.06	0.50
bloc1		0.86	1.34	0.20	0.95
bloc2		0.64	1.01	0.15	0.79
bloc3		0.55	0.86	0.13	0.75

- Cas de PBMVEE :

	<u>Séisme descendant</u>			
	Action	Action horizontale	Action verticale	point d'application
Poutre de couronnement	0.31	0.30	0.07	0.50
bloc1	0.96	0.94	0.22	0.95
bloc2	0.72	0.70	0.17	0.79
bloc3	0.62	0.60	0.14	0.75

	<u>Séisme ascendant</u>			
	Action	Action horizontale	Action verticale	point d'application
Poutre de couronnement	0.31	0.30	0.07	0.50
bloc1	0.95	0.93	0.22	0.95
bloc2	0.72	0.70	0.17	0.79
bloc3	0.61	0.60	0.14	0.75

Tableau 26 : Poussées des terres.

Remarque :

Dans le cas d'un sol hétérogène, le calcul de la poussée doit être effectué au passage de chaque couche en considérant que les couches supérieures sont une surcharge de $\Sigma \gamma_i \cdot H_i$ avec :
i : l'indice de la couche précédente.

d. Incrément dynamique de la surcharge uniforme Q_{tpd} :

Lorsque le terre-plein supporte une surcharge uniforme q, on fait l'hypothèse que cette surcharge subit les mêmes effets que la masse du sol au cours du séisme et reste liée à ce dernier; la poussée dynamique active due aux surcharges devient :

$$Q_{tpd} = q * (1 \pm \sigma_v) * Kad$$

La poussée dynamique active sera décomposée en deux efforts :

- La poussée statique déjà calculée dans le cas statique est :

$$P_{stat} = q * H * Kas$$

- L'incrément dynamique de poussée active défini par :

$$P_{dyn} = q * ((1 \pm \sigma_v) * Kad - Kas)$$

Elle s'applique au tiers supérieur du mur.

En se basant sur les mêmes valeurs des coefficients de poussées actives et dynamiques des remblais, et suivant les mêmes hypothèses, on a respectivement les poussées actives et dynamiques dues à la surcharge « q » du terre-plein.

Le tableau suivant résume le calcul des incréments :

		<u>Ascendant</u>		<u>Descendant</u>	
	Hauteur de l'élément	Incrément (t)	point d'application	Incrément (t)	point d'application
Poutre de couronnement	1.50	2.58	0.75	2.60	0.75
Bloc1	2.00	3.44	1.00	3.47	1.00
Bloc2	1.50	2.58	0.75	2.60	0.75
BLoc3	1.50	2.58	0.75	2.60	0.75

e. Surpression hydrodynamique S_{hd} :

Pour les murs de quai, la face avant du parement est également soumise pendant les séismes à des effets hydrodynamiques. Il est tenu en compte de la surpression hydrodynamique de l'eau sur l'écran par l'introduction d'une surpression pseudo-dynamique équivalente donnée par :

$$q(z) = 0.35 * \gamma_w * \sigma_h * \sqrt{H * z}$$

Avec :

- **H** : Hauteur de la nappe au-dessus du pied de l'ouvrage;
- **z**: Côte du point considéré en dessous du niveau de la nappe $0 \leq z \leq H$;
- γ_w : Le poids volumique de l'eau;
- σ_H : Coefficient sismique horizontal.

La résultante de cette surpression pseudo-dynamique a pour intensité :

$$S_{hd} = \frac{7}{30} * \gamma_w * \sigma_h * H^2$$

Son point d'application se situe à la côte : **0,6H** en-dessous du niveau de la nappe.

Ainsi le tableau suivant résume les résultats du calcul :

PHMVEE			PBMVEE		
	Surpression	Pt d'application		Surpression	Pt d'application
Poutre de couronnement	0.00	0.16	Poutre de couronnement	0.00	0.00
Bloc1	0.01	0.96	Bloc1	0.00	0.32
Bloc2	0.03	1.56	Bloc2	0.01	0.92
Bloc3	0.04	2.16	Bloc3	0.02	1.52

f. Dépression hydrodynamique D_{hd} :

Lorsqu'il existe à l'aval de l'ouvrage un plan d'eau libre de profondeur H, il est tenu compte des dépressions hydrodynamiques consécutives à la mise en oscillation du plan d'eau en considérant une dépression statique équivalente égale à :

$$q(z) = \frac{7}{8} * \gamma_w * \sigma_h * \sqrt{H * z}$$

La résultante de cette dépression pseudo-dynamique a pour intensité :

$$D_{hd} = \frac{7}{12} * \gamma_w * \sigma_h * H^2$$

Son point d'application se trouve à la côte : 0,6 H au-dessous du plan d'eau

Le tableau suivant résume les résultats du calcul :

	PHMVEE			PBMVEE	
	Dépression (t)	Pt d'application		Dépression (t)	Pt d'application
Poutre de couronnement	0.00	0.16	Poutre de couronnement	0.00	0.00
Bloc1	0.03	0.96	Bloc1	0.01	0.32
Bloc2	0.06	1.56	Bloc2	0.02	0.92
Bloc3	0.11	2.16	Bloc3	0.05	1.52

7.6. Principes et méthodes de vérification de la stabilité des ouvrages :

7.6.1. Actions :

Les calculs de vérification de la stabilité des quais sont menés pour les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des charges et sollicitations suivantes :

Actions statiques :

G_p : Action due au poids propre de la structure du quai ;

G_s : Action gravitaire de l'épaulement sur les chaises ;

G_{sp} : Poussée du sol ;

G_w : Poussée de l'eau ;

F_{am} : Action d'amarrage ;

Q_{tp} : Charge sur le terre-plein ;

Actions dynamiques :

E_p : Effort sismique dû au poids de la structure du quai ;

P_{ad} : Poussée dynamique des terres

Q_{tpd} : Poussée dynamique de la surcharge répartie ;

D_{hd} : Dépression hydrodynamique à l'aval ;

S_{hd} : Surpression hydrodynamique à l'amont ;

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions prises en compte dans le calcul de stabilité des murs de quai, sont sous la forme, décrite par le Fascicule 62 titre V, suivante :

État limite de service fréquent ELS-F :

$$S \{G_{max} + G_{min} + G_w + (G_{sn}) + G_{sp} + F_w + 11.Q_{1k} + X(\psi_{2i}.Q_{ik})\}$$

État limite de service rare ELS-R :

$$S \{G_{max} + G_{min} + G_w + (G_{sn}) + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + X(\psi_{0i}.Q_{ik})\}$$

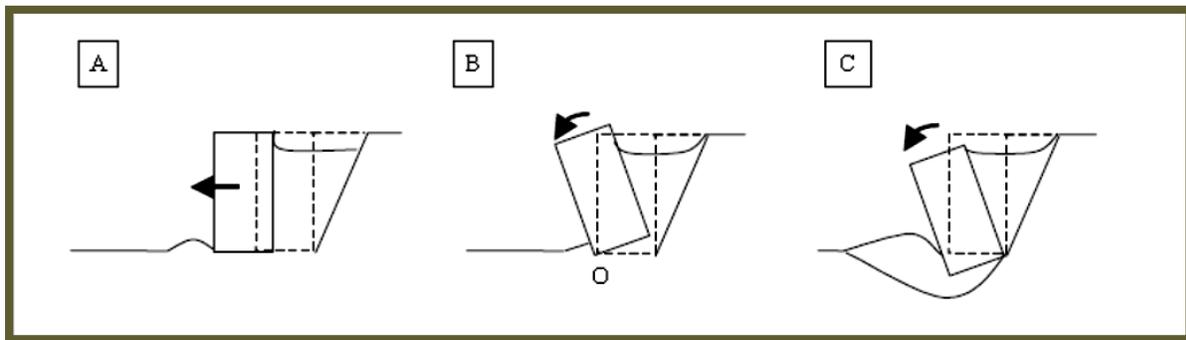
État limite ultime fondamental et sismique ELU-F et ELU-S :

$$S \{G_{max} + G_{min} + G_w + (G_{sn}) + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + X(\psi_{0i}.Q_{ik})\}$$

7.6.2. Vérification de la stabilité du mur du quai :

a. Stabilité externe :

Cette vérification consiste à considérer les blocs et la poutre de couronnement comme solide indéformable, subissant l'ensemble de charges citées auparavant. La stabilité externe est considérée validée lorsque le glissement du mur, la décompression de sa base et le poinçonnement de la fondation sont vérifiés.



-Figure 50- Rupture par A : glissement, B : renversement, C : poinçonnement du sol de fondation

• Glissement :

Selon le fascicule 62, titre V, nous devons étudier les états limites du glissement. Pour cela, nous devons nous assurer que les composantes de calcul horizontales et verticales des efforts appliquées à la fondation vérifient l'inégalité suivante :

$$H \leq \frac{V \cdot \tan(\varphi)}{\gamma g_1} + \frac{c' \cdot A}{\gamma g_2}$$

Avec :

- **A** : La surface comprimée de la fondation.
- **Φ'** : L'angle de frottement interne du sol.

- c' : La cohésion à la base de l'ouvrage (est prise égale à 0.0 kPa dans notre cas).
 - $\gamma g1, \gamma g2$: Coefficients de sécurité partiels relatifs à ϕ' et c' , pris égal à 1,2 (1,5) (fondamentale), pris égal à 1,1 (1,3) (accidentelle).
- c' étant nul, il suffit de vérifier que :

$$H \leq \frac{V \cdot \tan(\varphi)}{\gamma g1}$$

D'où le facteur de sécurité relatif au glissement sera donné par :

$$F_s = \frac{V \cdot \tan(\varphi)}{\gamma g1}$$

- **Décompression et renversement :**

La surface comprimée A' doit rester supérieure à une fraction donnée de la surface totale A . La condition à vérifier est la suivante :

$$C = \frac{A'}{A} \geq C_s$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité minimal de décompression en (%).

L'état limite de renversement est couvert par la vérification de la décompression des blocs et de la fondation. Pour le calcul du pourcentage de la partie comprimée C , nous procédons comme suit :

Calcul de l'excentricité e :

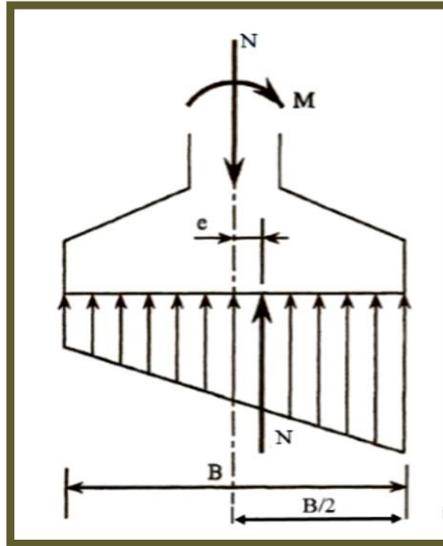
$$e = \frac{M}{N}$$

Avec :

- M : Le moment résultant par rapport au centre de la section.
- N : L'effort Normal résultant.
- e : L'excentricité de l'effort normal N par rapport au centre de la section.

Les cas qui se présentent sont les suivants :

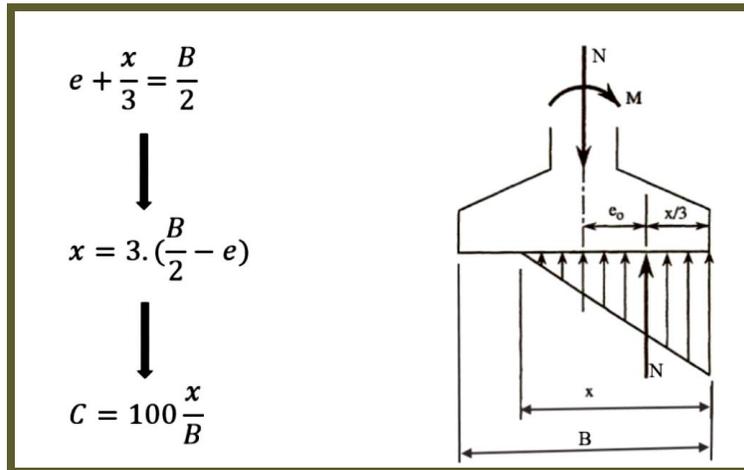
- ❖ $e \leq \frac{B}{6}$: Alors le point d'application de l'effort N est dans le noyau central
Donc : la semelle est totalement comprimée
D'où : $C = 100\%$



-Figure 51- Semelle totalement comprimée

❖ $e \geq \frac{B}{6}$: La semelle est partiellement comprimée et on a dans ce cas :

$$C = 1.5 - \frac{3e}{B} \text{ Avec : } e = \frac{M}{V}$$



-Figure 52- Semelle partiellement comprimée

Les coefficients adoptés, selon le fascicule 62, titre V, pour la vérification de la décompression sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU-F et ELU-S	ELS
Décompression du sol en fondation	C=10%	ELS Fréquent : C=100% ELS Rare : C=75%

Tableau 27 : Vérification pour la décompression

- Poinçonnement du sol de la fondation :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et φ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence.

La formule de calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement consiste à mettre en rapport la contrainte appliquée au niveau du sol en fondation (q_{ref}) et la portance limite du sol (q_u) qui tient compte de l'excentricité de la force appliquée à la surface du sol.

$$FS = \frac{q_u}{q_{ref}}$$

La contrainte de référence q_{ref} :

Pour les semelles rectangulaires, il est loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite.

La contrainte de référence est calculée par le modèle de Meyerhof pour une semelle filante $L \gg B$:

$$q_{ref} = \frac{N}{B'}$$

Avec :

- $B' = B - 2e$
- $e = \frac{M}{N}$

La contrainte ultime q_u :

Nous utiliserons la méthode pressiométrique pour déterminer la portance du sol de fondation, en se basant sur les résultats des sondages géotechniques.

$$q_u = q_0 + I_\delta \cdot K_p \cdot p l e^*$$

Avec :

- q_u : La contrainte de rupture.
- q_0 : La contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux).
- I_δ : Le coefficient d'inclinaison de la résultante ($I_\delta = (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2$ avec δ l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale de la section).

- p_{le}^* : La pression limite nette équivalente.
- K_p : Le facteur de portance pressiométrique.

Type de sol	Expression de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau 28: Facteur de portance pressiométrique (Fascicule 62 Titre V, 1993)

Le coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité minimal préconisé est de 3,00 pour une vérification en état limite de service (ELS), de 2,00 pour une vérification en état limite ultime ELU (cas sans séisme) et de 1,50 en cas de séisme.

b. Stabilité interne :

La stabilité interne concerne la résistance et la déformabilité propre des éléments du mur de quai. Elle consiste donc à calculer la stabilité au glissement et à la décompression pour chaque bloc du mur en utilisant les formules décrites auparavant.

- **Deux vérifications vis-à-vis du glissement :**
 - ✓ Vérification en ELU-F
 - ✓ Vérification en ELU-S
- **Quatre vérifications vis-à-vis de la décompression :**
 - ✓ Vérification en ELS-R
 - ✓ Vérification en ELS-F

- ✓ Vérification en ELU-F
- ✓ Vérification en ELU-S

c. Stabilité globale (Grand glissement) :

La vérification de la stabilité globale concerne l'étude de la stabilité de l'ensemble du remblai, du mur et de sa fondation ; on dit qu'il y a rupture du mur par grand glissement lorsque la partie du massif de sol qui glisse englobe le mur, la surface de rupture passant alors à l'arrière du mur.

Le coefficient de sécurité correspondant est défini comme le rapport du moment des forces motrices (forces de pesanteur) et du moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture.

On utilise, en général, des surfaces de rupture cylindriques, à section circulaire, et l'on détermine par un calcul systématique, le plus souvent fait à l'ordinateur, la valeur minimale du coefficient de sécurité et la position du cercle de rupture correspondant. La méthode la plus fréquemment utilisée est la méthode des tranches de Bishop.

- **Cas statique** : La valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1,50
- **Cas sismique** : la valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1,30

Critère de stabilité	Catégorie	Coefficient De sécurité	Référence
Sécurité au glissement	ELU-F	1.20	Fascicule 62 titre V art. B.3.4
	ELU-S	1.20	AFPS 90 Art 16.53
Décompression	ELS-F	100%	Fascicule 62 titre V art. B.3.3
	ELS-R	75%	Fascicule 62 titre V art. B.3.3
	ELU-F	10%	Fascicule 62 titre V art. B.3.2
	ELU-S	10%	AFPS 90 art 16.54
Poinçonnement	ELS-F	3.00	Fascicule 62 titre V art B.3.1.2

	ELS-R	2.00	Fascicule 62 titre V art B.3.1.1
	ELU-F	1.50	AFPS 90 Art 16.54
Grand glissement	ELU-F	1.50	Eurocode 1997-1
	ELU-S	1.30	Eurocode 1998-5

Tableau 29 : Coefficients de sécurité minimum pour la vérification de la stabilité des ouvrages

d. Vérification de la stabilité :

• **Stabilité au glissement :**

A partir des tableaux ci-dessous, nous constatons que tous les facteurs de sécurité de glissement de tous les éléments du mur du quai sont largement supérieurs à la valeur minimale précisée précédemment. Donc, la stabilité interne du mur du quai est assurée vis-à-vis du glissement.

➤ **PHVEE :**

		Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Coefficient de sécurité	Vérification
ELU-F	F1	1.53	2.62	2.60	1.78	1.20	Oui
	F2	1.44	2.91	2.95	2.03	1.20	Oui

		Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Coefficient de sécurité	Vérification
ELU-S	S1	2.31	1.99	1.99	1.43	1.20	Oui
	S2	4.15	3.66	2.57	3.07	1.20	Oui

➤ **PBVEE :**

		Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Coefficient de sécurité	Vérification
ELU-F	F1	1.57	1.43	1.32	1.30	1.20	Oui
	F2	1.48	1.47	1.41	1.38	1.20	Oui

		Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Coefficient de sécurité	Vérification
--	--	----------	----------	----------	----------	-------------------------	--------------

ELU-S	S1	2.91	4.68	4.67	5.13	1.20	Oui
	S2	3.22	5.15	4.43	4.19	1.20	Oui

A partir des tableaux ci-dessus, nous constatons que tous les facteurs de sécurité de glissement de tous les éléments du mur de quai sont largement supérieurs à la valeur minimale précisée précédemment. Donc, la stabilité interne du mur de quai est assurée vis-à-vis du glissement.

- **Stabilité à la décompression :**

Les tableaux figurant à l'annexe montrent que presque pour tous les éléments, pour les différentes combinaisons, les surfaces de ces deniers sont totalement comprimées. Autrement-dit le pourcentage de la partie comprimée C vaut 100% pour toutes les combinaisons. Donc, tous les éléments du mur de quai sont stables vis-à-vis le renversement.

→ **Conclusion :**

D'après nos calculs, on déduit que le mur de quai est très stable vis-à-vis du glissement et de la décompression.

C. La manœuvrabilité à l'accès du port

8. Synthèse théorique :

8.1. Comportement d'un navire dans un chenal :

8.1.1. Rayon de courbure :

Pour tenir compte des vents et des courants, on admet que le rayon de courbure est égal à 2fois le rayon de giration.

Pour calculer le tirant d'eau avec la houle et l'effet squat, on prend une marge de sécurité égale à 0.5m entre le point le plus bas du navire et le fond.

Sous l'action du vent et du courant, le navire prend un angle de dérive δ .

Pour un navire en marche avant à vitesse W , la vitesse apparente du vent V_a exerce sur la voilure une force normale Q .

L'angle δ est tel que la composante normale R_y du courant équilibre Q . L'action R du courant fait alors avec l'axe du navire un angle $\alpha > \delta$.

8.1.2. Mouvements verticaux :

Squat : c'est la réduction du niveau d'eau avec enfoncement du navire et changement d'assiette.

Il augmente avec l'augmentation de V^2 et la longueur de navire.

8.1.3. Distance d'arrêt et zone d'évitage :

a. Arrêt :

Il est provoqué par l'inversion du sens de rotation de l'hélice.

Distance d'arrêt = moins de 3fois la longueur du navire

En cas de panne :

Distance d'arrêt = 11 à 14 fois la longueur du navire

La longueur de la zone abritée pour l'arrêt (chenal) est 3fois la longueur du navire.

b. Evitage :

La zone d'évitage est l'endroit où le navire change son cap de 180° pour sortir. Elle est plus vaste quand le navire est soumis à un vent violent.

Sans remorqueurs	Avec remorqueurs
$\left\{ \begin{array}{l} \text{Vent} < 15 \text{ nœuds} \\ \text{Courant} < 1 \text{ nœud} \end{array} \right.$ Diamètre d'évitage =	Diamètre d'évitage = 1.6 à 2 fois la longueur du navire.

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{3 \text{ fois la longueur du navire}} \\ \mathbf{(pour navire à 2 hélices)} \\ \mathbf{5 \text{ fois la longueur du navire}} \\ \mathbf{(1 hélice)} \end{array} \right.$	
--	--

8.1.4. Mouillage, accostage et amarrage :

a. **Mouillage :**

Mouillage : immobiliser le navire en le fixant sur une ou plusieurs ancres ou sur des coffres.

Dispositions :

- simple sur une ancre.
- sur 2 ancres « en barbe ».
- embossé sur 2 ancres et 1 coffre.

Règles de mouillage : résistance à l'arrachement horizontal est de l'ordre de 3 à 4 fois son poids (pour ancre Marrel) et 8 à 10 fois son poids (pour ancre Danforth).

b. **Accostage :**

Accostage : consiste à mettre le navire à son poste à quai.

- Accostage sans remorqueurs :

- Il est fonction du vent et du courant.
- Quand le vent est en avant du navire, il consiste un frein → navire très contrôlable.
- Quand le vent \perp quai tendant à plaquer le navire → obliquité du navire vers le quai, ce dernier le combat.
- Quand le vent \perp quai tendant à l'écarter → pivotement du navire autour de son avant pour rabattre l'arrière devant le quai.
- Quand le vent et le courant sont excessifs → il faut y avoir des points d'appui fixes à terre ou en mer pour éviter au navire de se heurter.

- Accostage avec remorqueurs :

Selon l'usage, les remorques peuvent être attachées :

- un en proue et un en poupe.
- en couple à l'arrière.

Pour les cargos moyens : remorqueurs de 1000 à 2000 CV

Pour les gros : > 5000 CV

c. Amarrage :

Amarrage : consiste à immobiliser le navire au cours des opérations au poste.

Les amarres sont des chaînes ou câbles fixés au navire et à terre ou plan d'eau.

Considérations pratiques sur l'amarrage:

-L'amarrage doit être symétrique.

-Les amarres tendues.

Amarrage sur un point unique : convient au transport du pétrole et des minerais sous forme de boues.

Ces systèmes sont constitués de colonnes reposant sur le fond ou des bouées ancrées sur des corps morts.

Avantages	Inconvénients
-Il peut résister à des creux de l'ordre de 6m.	-Il n'offre pas la sécurité d'un port et ne répond qu'à des situations très spécifiques (matériaux en phase liquide).

8.2. Les chenaux maritimes et les zones de manœuvre :

8.2.1. Facteurs de choix des caractéristiques d'un chenal :

- La nature du trafic.
- Les conditions géographiques et météorologiques.
- Les propriétés physiques et variations du fond du chenal.
- Les facilités offertes à la navigation et au pilotage.
- Caractéristiques des navires à recevoir et les limites d'exploitation.

8.2.2. Profondeur des chenaux :

Il faut effectuer le dragage dans les sédiments marins.

Pour déterminer le niveau de dragage :

-Niveau de référence H_w

-Tirant d'eau admis T_a

-Mouvements verticaux du navire E_v et E_h

-Différence entre le niveau nominal du fond du chenal et celui de dragage du chenal

-Niveau nominal du fond du chenal H_c

-Le pied de pilote

-Niveau nominal de dragage H_D

a. Niveau de référence H_w :

$$H_w = H_m - \Delta H - S_1$$

Avec :

- H_m : le niveau minimal moyen de la mer en tout point du chenal pendant la durée de la manœuvre.
- ΔH : la marge de sécurité sur la durée de manœuvre dans le cas de variation de certaines conditions d'exploitation.
- S_1 : la tolérance sur le manque de précision dans les mesures du niveau d'eau.

b. Tirant d'eau admis T_a :

$$T_a = T_0 + \Delta T_s - \Delta T_c$$

Avec :

- T_0 : tirant d'eau nominal du navire de la classe la plus élevée reçue.
- ΔT_s : la tolérance pour la diminution de la salinité aux abords du port.
- ΔT_c : tolérance de l'eau et du combustible consommé au cours de la route vers le port.

c. Mouvements verticaux du navire E_v et E_h :

- **E_v : enfoncement du navire sous l'effet de la vitesse ou « squat » :**

$$E_v = K * V$$

Avec $K=0.033$ pour les navires de longueur $L > 175m$ et V en km/h

La vitesse prise dans le calcul du squat est la vitesse maximale autorisée.

Le squat augmente de 80% quand 2 navires se croisent.

- **E_h : augmentation du tirant d'eau due aux conditions maximales de houle :**

Les mouvements du navire du fait de la houle dépendent de :

- L'amplitude et la période de la houle.
- Le rapport tirant d'eau/profondeur
- La longueur du navire.
- Direction de la houle par rapport au navire.

$$E_h = 0.3 * 2 * A - Z_1$$

Avec :

- E_h : mouvement du navire
- $2A$: amplitude de la houle
- Z_1 : profondeur d'eau sous la quille

d. Différence entre le niveau nominal du fond du chenal et celui de dragage du chenal :

$$Z = E + S_2 + S_3$$

Avec :

- E : plus grande épaisseur de dépôts de sédiments permis dans le chenal entre 2 opérations de dragage.
- S_2 : tolérance d'exécution sur les travaux de dragage.
- S_3 : confiance dans la précision du sondage.

e. Niveau nominal du fond du chenal H_c :

C'est le niveau au dessus duquel ne subsiste aucun obstacle à la navigation.

f. Le pied de pilote :

- **Le pied de pilote brut (PPB):**

C'est la marge réservée sous la quille du navire immobile en eau calme et à vitesse nulle.

10% < valeur admise < 20% du tirant d'eau du navire

$$PPB = H_w - H_c - t$$

Avec t : tirant d'eau admissible.

- **Le pied de pilote net (PPN):**

C'est la marge minimale qui subsiste sous la quille lorsque le navire se déplace à la vitesse de passage prévue et sous l'influence des conditions maximales prévues pour le vent et la houle.

Les navires restent manœuvrant avec $PP = 0.5m$ (Cas de fonds rocheux : $PP = 1m$)

g. Niveau nominal de dragage H_D :

$$H_D = H_n - T_a - PPB - \Delta Z$$

Avec :

- H_n : niveau de référence
- T_a : Tirant d'eau admis
- ΔZ : différence entre le niveau nominal du fond du chenal et celui du dragage.

8.3. Tracé des chenaux :

8.3.1. Généralités :

Le tracé des chenaux doit être rectiligne car :

- Il réduit les difficultés de navigation.
- Il rend possible la matérialisation de jour et de nuit d'un alignement rectiligne lumineux.

Dans le cas de présence d'un fond rocheux :

- L'axe du chenal sera sous forme de plusieurs segments de droite reliés par des arcs de cercles.

8.3.2. Facteurs du choix du tracé :

- Considérations techniques (nature du fond)
- Conditions nautiques (vent, courant ...)
- Calcul économique
- Des sujétions relatives à l'implantation des aides à la navigation (radar, alignement lumineux ...)

8.3.3. Règles de dimensionnement :

a. **Rayon de courbure:**

{ Absence d'un courant traversier important
Vitesses: $7 < V < 9$ (Noeuds)
Sans l'aide du remorqueur

$$R = \begin{cases} 3L & \text{pour } \alpha < 25^\circ \\ 5L & \text{pour } 25^\circ < \alpha < 35^\circ \\ 10L & \text{pour } \alpha > 35^\circ \end{cases}$$

Avec α : angle au centre

b. **Surlargeur:**

Si $\alpha > 10^\circ$, on doit réserver une surlargeur côté intérieur.

c. **Intervalle minimale entre 2 courbes consécutives :**

Interv $> 2L$

8.4. Largeur des chenaux :

8.4.1. Largeur nominale d'un chenal : B

C'est la largeur minimale où il y a le niveau nominal du fond.

$$B = 2 * (e_1 + e_2 + e_0 + m)$$

Avec :

- e_1 : écart estimé entre la position du navire et l'axe du chenal.
- e_2 : écart supplémentaire enregistré entre le moment où e_1 est décalé et le moment où la correction de la trajectoire produit ses effets.
- e_0 : demi largeur du navire et de la zone qu'il balaie du fait de la dérive due au courant et au vent.
- m : la marge qui n'est pas inférieure à $l/2$ par rapport aux rives.

8.4.2. Calcul de B à un sens de circulation :

a. Estimation de la position du centre de gravité par rapport à l'axe du chenal:

La détermination de e_1 permet de déterminer un écart normal EN entre la position relevée et la vraie.

EN correspond à une probabilité de se trouver dans un rayon inférieur ou égal à EN par rapport à la position vraie de 68%.

b. Estimation de l'écart dû à l'inertie de la manœuvre du navire :

$$e_2 = l/2$$

c. Estimation de l'encombrement du navire :

$$e_0 = \frac{1}{2}(l + L * \sin d)$$

Avec :

$$\tan d = \frac{\text{composante transversale de la vitesse du courant}}{\text{vitesse du navire}}$$

En général : $e_0 = \begin{cases} 2.5l & \text{quand le courant traversier est important} \\ l/2 & \text{quand le courant traversier est nul} \end{cases}$

d. Estimation de la largeur B du chenal :

$5l$ (pas de courant) < B < $9l$ (courant important)

8.4.3. La surlargeur en courbe :

a. Estimation de la largeur en courbe :

Elle est nécessaire pour tenir compte de :

- La largeur supplémentaire permettant l'inscription du navire dans la courbe $\frac{L^2}{8R}$
- La dérive du navire au cours de la manœuvre même en l'absence de vent et de courant.
- La marge supplémentaire à réserver compte tenu de la difficulté de la manœuvre et du temps de réponse du navire.
- La marge augmente avec la diminution de R, l'augmentation de l'angle au centre et du vent et du courant.

b. Raccordement :

Les frontières des zones de largeurs différentes seront raccordées par des droites telles que la variation totale de largeur soit au max **4 m pour un tronçon de 100 m de longueur.**

8.5. Zones de manœuvres :

Zone de manœuvre = $\begin{cases} \text{Le plan d'eau nécessaire au freinage} \\ \text{Le plan d'eau nécessaire à l'évitement (changement de cap de } 180^\circ) \end{cases}$

8.5.1. Plan d'eau nécessaire au freinage :

a. Dispositions générales :

Il comprend :

- Une zone de décélération (réduction de vitesse à 3 Nœuds) avec passage des remorques.
- Une zone d'arrêt où $V=0 \rightarrow$ Navire maintenu grâce aux remorques.

Les manœuvres d'arrêt sont effectuées de préférence à l'abri des courants ou quand le navire est face au courant en évitant les courants traversiers.

La composante transversale et longitudinale $< 0.15\text{m/s}$ (0.3Nœud)

b. Largeur de la zone de freinage :

Elle doit tenir compte du déport latéral au cours de la manœuvre d'arrêt due notamment au renversement de la rotation de l'hélice pour les navires à simple hélice : l'éventualité d'une allure en arrière – toute n'étant pas exclue, l'écart latéral correspondra à l'embarquée produite par une telle manœuvre.

c. Longueur de la zone de freinage :

Elle dépend de la vitesse initiale du navire.

Le coût d'aménagement du plan d'eau diminue avec la diminution de la vitesse.

A l'inverse, le sous dimensionnement du plan d'eau mènerait à des catastrophes.

La vitesse initiale est en fonction de 2 facteurs :

-Il existe une vitesse minimale au dessous de laquelle le navire ne pourra pas naviguer en toute sécurité dans le chenal.

$Tg(d) < 0.25$, le vent traversier = 2 Nœuds $\rightarrow V_{\min} = 8$ Nœuds

-L'allure des machines doit être augmentée pour améliorer la manœuvrabilité du navire soumis à des efforts transversaux à l'avant et à l'arrière lors du passage d'une zone où il y a le vent et le courant à une autre abrité.

La distance d'arrêt $D > 5L$

Pour une vitesse initiale $V > 2.5\text{m/s}$ (5Nœuds) :

$$D(m) = 4 * L * \frac{V(m/s)^{3/4}}{2.5} + L(m)$$

8.5.2. Aire d'évitage :

a. **Conditions normales avec remorqueurs :**

• Dispositions générales :

- Absence de courants
- Absence de vents importants (pour les navires légers)

On suppose que l'aire d'évitage se situe à l'extrémité de l'aire d'arrêt du navire.

• Profondeur :

Les mouvements dus à la houle sont négligeables si le plan d'eau est abrité.

L'enfoncement dû à la vitesse est négligeable.

• Dimensions en plan :

Pour des navires de 200/250 000 tdw, avec des remorqueurs suffisants sans vents ni courants \rightarrow les différentes positions du navire et de ses remorqueurs s'inscrivent dans un cercle de diamètre $D=1.3L$

L'arrêt du navire au centre de l'aire d'évitage est la situation idéale.

Sinon, l'écart $\begin{cases} \textit{Transversal } W = \pm 0.1L \\ \textit{Longitudinal } V = \pm 0.35L \end{cases}$

b. **Aire d'évitage sans remorqueurs :**

Dans ce cas, l'aire d'évitage est un cercle dont :

$$\begin{cases} D > 3L \text{ (pour navire à 2hélices)} \\ D > 5L \text{ (pour navire à 1hélice)} \end{cases}$$

Pour les conditions :

$$\begin{cases} \text{Vent} < 15 \text{Noeuds} \\ \text{Courant} < 1 \text{Noeud} \end{cases}$$

9. Méthode d'étude de la manœuvrabilité à l'accès du port Lamhiriz :

9.1. Définition du navire de projet et des dimensions caractéristiques du port :

9.1.1. Navire cible ou de projet :

L'élément fondamental dans la conception de la manœuvre d'accès est le choix du navire «cible». Les démarches de la manœuvre sont évaluées en fonction du navire «cible», lequel est normalement le plus gros bâtiment devant pouvoir naviguer de façon sécuritaire et efficace dans la voie navigable. Les paramètres requis pour le navire «cible» sont les suivants :

- Longueur (L) ;
- Largeur (B) ;
- Tirant d'eau maximal (d) ;
- Vitesse (V) ;
- Manœuvrabilité - détermination qualitative de la manœuvrabilité du navire par comparaison à d'autres navires.

Ces dispositions sont conditionnées par les types de navires composant le trafic futur du projet.

Caractéristiques du navire cible :

Le port est conçu pour la pêche artisanale et côtière. Les caractéristiques des navires réceptionnés pour la pêche côtière et en l'absence d'indications précises de la Direction des Pêches et de l'ONP, le nombre d'embarcations correspond à celui nécessaire pour subvenir aux prévisions au niveau de production.

On retiendra les chiffres suivants :

Caractéristiques	Barques	Palangriers	Sardiniers
Largeur (m)	5.5 à 7	20	18
Longueur (m)	2.5 à 3	7 à 8	4.5 à 6
Nombre	300	30	20

Tableau 30: Navires de pêche prévus pour le port de Lamhiriz

9.1.2. Dimensions caractéristiques du port :

Le choix des dimensions du port et la disposition de ses ouvrages doit être en adéquation avec les caractéristiques du navire cible et assurer une meilleure protection et une meilleure maîtrise vis-à-vis des effets de la houle et du vent.

AIPCN (Permanent International Association for Navigation Congresses) a mis en place un certain nombre d'indications permettant d'ajuster les dimensions caractéristiques du port permettant une meilleur servitude.

Paramètres	Indications AIPCN (Standards Internationaux)
Distance d'arrêt entre l'avant port et le cercle d'évitage	$\geq 3,5 \times Lo_a$
Largeur du Chenal d'accès	$\geq 5 \times B$
Profondeur du chenal	$> 1,20 \times te$
Profondeur de la zone d'évitage	$\geq 1,15 \times Te$
Profondeur en pied de quai	$\geq 1,1 \times Te$
Distance entre deux navires accostés parallèlement à deux postes séparés	$\geq 2 \times B$
Le diamètre du cercle d'évitage	$1.5 \text{ à } 2 \times Lo_a$
Profondeur du bassin	$> 1,10 \times te$

Tableau 31: Normes de conception des ports proposées par AIPCN.

Selon les spécifications techniques du projet, le plan incliné sera réalisé du côté nord du bassin portuaire et aura une largeur de 40 mètres et une longueur en plan de 50 m avec une pente de 10%.

Du côté terre-plein, le plan incliné sera arasé à 3,50 m et à -1,50 m du côté du bassin. Il sera constitué d'une dalle préfabriquée en béton armé de 20 cm d'épaisseur sur un tronçon de 34 m et d'une dalle en béton armé coulée sur place sur une longueur de 16 m.

10. Conclusion générale :

Ce travail nous a permis de toucher une grande partie du domaine du maritime. En fait, les objectifs que nous avons fixés au début de ce stage étaient :

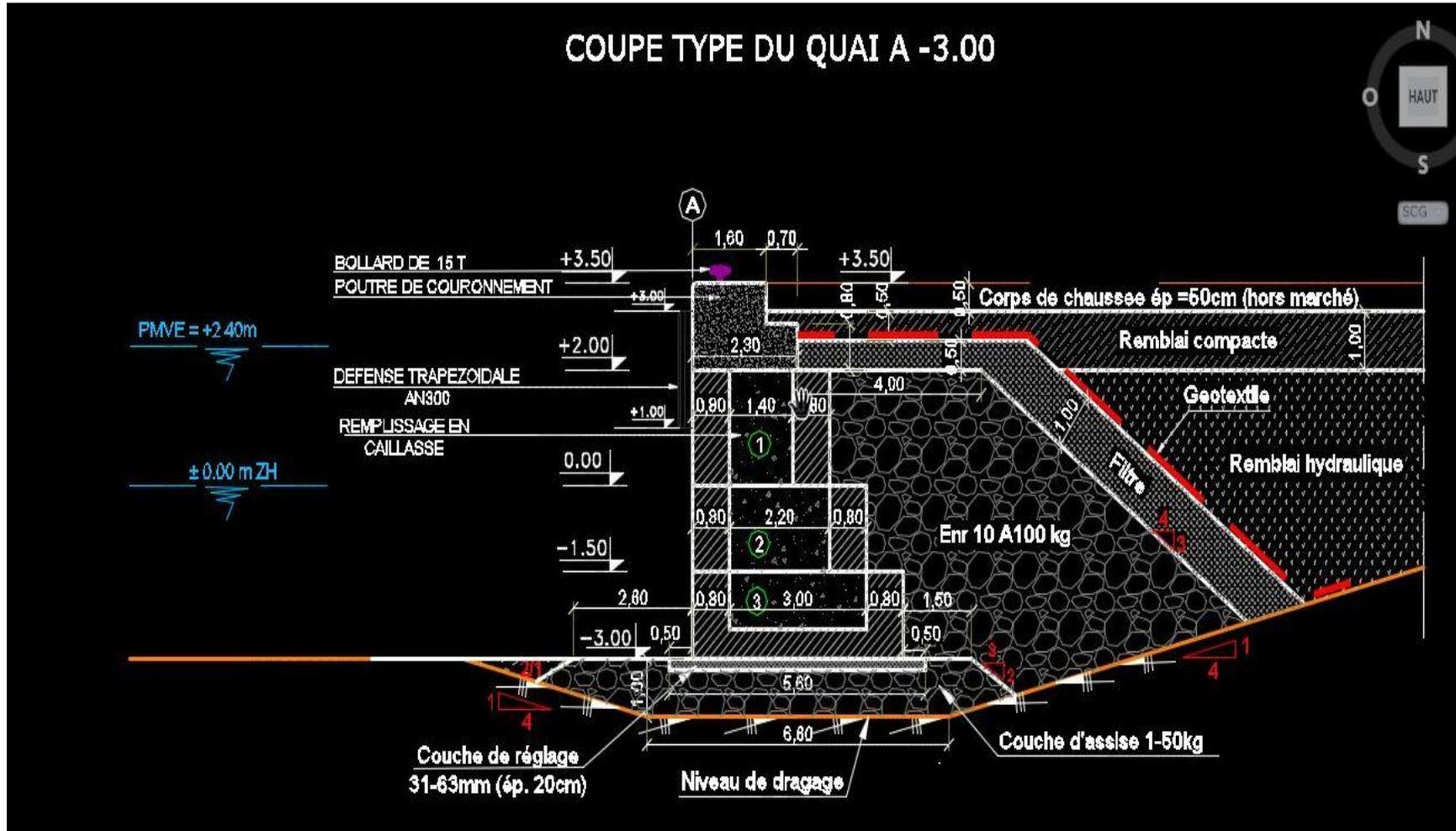
- Etude de la propagation de la Houle avec SWAN.
- Etude de l'agitation portuaire avec REFONDE.
- Dimensionnement de la digue.
- Vérification de stabilité du quai.
- Etude préliminaire de la manœuvrabilité.

Nous noterons que les étapes clés qui nécessitaient un travail colossal étaient :

- La préparation des données bathymétrique qui exigeait l'utilisation de plusieurs logiciels (ARCGIS, COVADIS, BLUEKENUE) ainsi que leur mise en forme en fichiers INPUT à SWAN et à REFONDE.
- Le traitement et la présentation des résultats des simulations de SWAN, qui nécessitaient beaucoup de manipulations en utilisant plusieurs logiciels (ARCGIS, MATLAB, SURFER).

D. ANNEXES

- **Détail de la géométrie du quai :**



- Les coefficients retenus pour chaque combinaison de charge :

		Fondamental				Sismique				Rare				Fréquent			
PHVEE	cas de charge	F1	F2	F3	F4	S1	s2	S3	S4	R1	R2	R3	R4	FR1	FR2	FR3	FR4
	Poids propre des blocs	1.0125	1.0125	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Poussé des remblais	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Poussé des surcharges	1.49625	0.86625	0	0	0	0	0	0	0.4	0.77	0.4	0.77	0.4	0.2	0.4	0.2
	Gradient hydraulique	1.18125	1.18125	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bollard	0.86625	1.2375	0	0	0.2	0.4	0	0	0.77	1	0.77	1	0.2	0.4	0.2	0.4
	Incrément dynamique poussée du remblai séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Incrément dynamique poussée du remblai séisme ascendant	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poussée dynamique des surcharges séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poussée dynamique des surcharges séisme ascendant	0	0	0	0	0.8	0.4	0	0					0	0	0	0
	Efforts d'inertie (des blocs) séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Efforts d'inertie (des blocs) séisme ascendant	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	Surpression hydrodynamique	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Dépression hydrodynamique	0	0	0	0	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PBVEE	Poids propre des blocs	1.0125	1.0125	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Poussé des remblais	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Poussé des surcharges	1.49625	0.86625	0	0	0	0	0	0	0.4	0.77	0.4	0.77	0.4	0.2	0.4	0.2
	Gradient hydraulique	1.125	1.125	0	0	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
	Bollard	0.86625	1.2375	0	0	0.2	0.4	0	0	0.77	1	0.77	1	0.2	0.4	0.2	0.4
	Incrément dynamique poussée du remblai séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Incrément dynamique poussée du remblai séisme ascendant	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poussée dynamique des surcharges séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Poussée dynamique des surcharges séisme ascendant	0	0	0	0	0.8	0.4	0	0					0	0	0	0
	Efforts d'inertie (des blocs) séisme descendant	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Efforts d'inertie (des blocs) séisme ascendant	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Surpression hydrodynamique	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Dépression hydrodynamique	0	0	0	0	0.4	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

• Calcul des sollicitations :

➤ PHMVEE :

		Niveau 1				Niveau 2				Niveau 3				Niveau 4			
Cas de charge	Code	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv
Poids propre des blocs	PP	7.25	0.00	8.34	0.00	20.65	0.00	20.10	0.00	33.22	0.00	23.88	0.00	48.69	0.00	35.57	0.00
Poussée des remblais	PR	1.31	-0.47	2.64	-0.23	1.31	2.30	11.25	-2.81	10.24	-4.37	29.68	-7.51	17.80	-6.95	47.11	-15.94
Poussée des surcharges	PS	0.00	-0.62	0.00	-0.47	0.00	1.46	0.00	-2.55	0.00	-2.08	0.00	-4.74	0.00	-2.71	0.00	-8.33
Gradient hydraulique	GH	-0.47	0.08	0.01	-0.36	-0.47	1.95	1.45	-8.79	-13.26	3.49	5.41	-22.73	-36.38	5.03	11.73	-74.49
Bollard	B	-0.75	-1.30	0.00	-1.95	-0.75	1.30	0.00	-4.55	-0.75	-1.30	0.00	-4.55	-0.75	-1.30	0.00	-6.50
Incrément dynamique poussée du remblai séisme descendant	IPR	0.06	0.27	0.28	0.00	0.06	1.11	2.23	0.00	0.41	1.75	4.83	0.00	0.54	2.29	8.44	0.00
Incrément dynamique poussée du remblai séisme ascendant		0.06	0.43	0.36	0.00	0.06	1.77	3.10	0.00	0.41	2.78	6.90	0.00	0.54	3.64	12.30	0.00
Poussée dynamique des surcharges séisme descendant	PS	0.00	2.60	1.95	0.00	0.00	6.06	10.61	0.00	0.00	8.66	19.71	0.00	0.00	11.26	34.65	0.00
Poussée dynamique des surcharges séisme ascendant		0.00	2.58	1.93	0.00	0.00	6.02	10.53	0.00	0.00	8.60	19.55	0.00	0.00	11.17	34.38	0.00
Efforts d'inertie (des blocs) séisme descendant	EP	0.04	0.02	0.06	0.00	0.04	0.06	0.24	0.00	0.20	0.10	0.44	0.00	0.29	0.15	0.76	0.00
Efforts d'inertie (des blocs) séisme ascendant		-0.02	0.04	0.00	-0.06	-0.02	0.12	0.00	-0.29	-0.10	-0.20	0.00	-0.57	-0.15	-0.29	0.00	-1.04
Surpression hydrodynamique	EWV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.04	0.07	0.00	0.00	0.08	0.22	0.00
Dépression hydrodynamique	EDW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-0.03	0.00	-0.10	0.00	-0.19	0.00	-0.20	0.00	-0.56

							0.03										
--	--	--	--	--	--	--	------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

➤ **PBMVEE :**

	Code	Niveau 1				Niveau 2				Niveau 3				Niveau 4			
		V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv
Poids propre des blocs	PP	7.25	0.00	8.34	0.00	20.65	0.00	20.10	0.00	33.22	0.00	23.88	0.00	48.69	0.00	35.57	0.00
Poussée des remblais	PR	1.31	-0.47	2.64	-0.23	1.31	-2.22	11.01	-2.75	10.14	-4.16	29.00	-7.24	17.63	-6.62	46.01	-15.26
Poussée des surcharges	PS	0.00	-0.62	0.00	-0.47	0.00	-1.46	0.00	-2.55	0.00	-2.08	0.00	-4.74	0.00	-2.71	0.00	-8.33
Gradient hydraulique	GH	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.33	0.00	-5.96	-10.92	-2.87	0.00	-20.44	-20.29	-4.41	0.00	-45.17
Bollard	B	-0.75	-1.30	0.00	-1.95	-0.75	-1.30	0.00	-4.55	-0.75	-1.30	0.00	-4.55	-0.75	-1.30	0.00	-6.50
Incrément dynamique poussée du remblai séisme descendant		0.07	0.30	0.31	0.00	0.07	1.24	2.47	0.00	0.46	1.94	5.36	0.00	0.60	2.54	9.38	0.00
Incrément dynamique poussée du remblai séisme ascendant	IPR	0.07	0.30	0.31	0.00	0.07	1.23	2.45	0.00	0.46	1.92	5.32	0.00	0.60	2.52	9.30	0.00
Poussée dynamique des surcharges séisme descendant	PS	0.00	2.60	1.95	0.00	0.00	6.06	10.61	0.00	0.00	8.66	19.71	0.00	0.00	11.26	34.65	0.00
Poussée dynamique des surcharges séisme ascendant		0.00	2.58	1.93	0.00	0.00	6.02	10.53	0.00	0.00	8.60	19.55	0.00	0.00	11.17	34.38	0.00
Efforts d'inertie (des blocs) séisme descendant	EP	0.04	0.02	0.06	0.00	0.04	0.06	0.24	0.00	0.20	0.10	0.44	0.00	0.29	0.15	0.76	0.00
Efforts d'inertie (des blocs) séisme ascendant		-0.02	-0.04	0.00	-0.06	-0.02	-0.12	0.00	-0.29	-0.10	-0.20	0.00	-0.57	-0.15	-0.29	0.00	-1.04
Surpression hydrodynamique	EWV	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.03	0.06	0.00
Dépression hydrodynamique	EDW	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.00	-0.03	0.00	-0.08	0.00	-0.16

- Calcul des combinaisons de charge pour chaque niveau :

➤ PBMVEE :

	code	Niveau 1			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	8.47	-2.69	12.01	-2.71
	F2	8.19	-2.78	12.01	-3.13
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	8.46	1.59	12.84	-0.68
	s2	8.31	0.30	12.07	-1.07
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	7.99	-1.72	10.98	-1.92
	R2	7.82	-2.25	10.98	-2.54
	R3	7.99	-1.72	10.98	-1.92
	R4	7.82	-2.25	10.98	-2.54
ELS-FR	FR1	8.42	-0.98	10.98	-0.81
	FR2	8.27	-1.11	10.98	-1.11
	FR3	8.42	-0.98	10.98	-0.81
	FR4	8.27	-1.11	10.98	-1.11

	code	Niveau 2			
		V	H	Mstb	Mrenv

ELU-F	F1	22.03	-7.80	35.22	-18.18
	F2	21.76	-7.36	35.22	-18.26
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	21.86	2.11	41.99	-9.91
	s2	21.71	-0.56	37.78	-10.82
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	21.39	-5.13	31.11	-13.23
	R2	21.22	-5.97	31.11	-15.22
	R3	21.39	-5.13	31.11	-13.23
	R4	21.22	-5.97	31.11	-15.22
ELS-FR	FR1	21.82	-4.39	31.11	-10.64
	FR2	21.67	-4.36	31.11	-11.04
	FR3	21.82	-4.39	31.11	-10.64
	FR4	21.67	-4.36	31.11	-11.04

	code	Niveau 3			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	34.39	-13.09	63.33	-43.80
	F2	34.11	-12.26	63.33	-42.50
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	32.65	1.31	73.86	-29.17
	s2	32.50	-2.39	66.04	-30.08
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	31.86	-8.87	52.89	-33.08

ELS-FR	R2	31.69	-9.94	52.89	-35.88
	R3	31.86	-8.87	52.89	-33.08
	R4	31.69	-9.94	52.89	-35.88
	FR1	32.29	-8.13	52.89	-30.49
	FR2	32.14	-7.97	52.89	-30.45
	FR3	32.29	-8.13	52.89	-30.49
	FR4	32.14	-7.97	52.89	-30.45

	code	Niveau 4			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	49.61	-19.08	98.12	-89.51
	F2	49.34	-17.85	98.12	-86.67
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	46.32	-0.13	118.45	-62.83
	s2	46.17	-4.86	104.70	-64.13
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	45.44	-13.12	81.58	-68.76
	R2	45.27	-14.42	81.58	-73.34
	R3	45.44	-13.12	81.58	-68.76
	R4	45.27	-14.42	81.58	-73.34
ELS-FR	FR1	45.87	-12.38	81.58	-65.06
	FR2	45.72	-12.09	81.58	-64.69
	FR3	45.87	-12.38	81.58	-65.06
	FR4	45.72	-12.09	81.58	-64.69

➤ PHMVEE :

	code	Niveau 1			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	7.91	-2.60	12.03	-3.13
	F2	7.63	-2.68	12.03	-3.56
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	7.99	1.89	12.90	-1.04
	s2	7.84	0.60	12.13	-1.43
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	7.52	-1.64	10.99	-2.28
	R2	7.34	-2.17	10.99	-2.91
	R3	7.52	-1.64	10.99	-2.28
	R4	7.34	-2.17	10.99	-2.91
ELS-FR	FR1	7.94	-0.90	10.99	-1.17
	FR2	7.79	-1.03	10.99	-1.47
	FR3	7.94	-0.90	10.99	-1.17
	FR4	7.79	-1.03	10.99	-1.47

	code	Niveau 2			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	21.48	-4.11	37.26	-21.93
	F2	21.20	-3.67	37.26	-22.01
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	21.39	5.85	44.34	-12.80
	s2	21.24	3.18	40.13	-13.71

ELS-R	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
	R1	20.92	-1.93	32.81	-16.12
	R2	20.74	-2.77	32.81	-18.11
	R3	20.92	-1.93	32.81	-16.12
ELS-FR	R4	20.74	-2.77	32.81	-18.11
	FR1	21.34	-1.19	32.81	-13.53
	FR2	21.19	-1.16	32.81	-13.92
	FR3	21.34	-1.19	32.81	-13.53
	FR4	21.19	-1.16	32.81	-13.92

	code	Niveau 3			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	31.15	-6.02	70.64	-48.02
	F2	30.88	-5.19	70.64	-46.72
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
	ELU-S	S1	30.37	8.31	81.59
s2		30.22	4.62	73.77	-32.70
S3		0.00	0.00	0.00	0.00
S4		0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R		R1	29.63	-2.71	58.97
	R2	29.46	-3.78	58.97	-38.44
	R3	29.63	-2.71	58.97	-35.64
	R4	29.46	-3.78	58.97	-38.44
	ELS-FR	FR1	30.06	-1.97	58.97
FR2		29.91	-1.82	58.97	-33.01
FR3		30.06	-1.97	58.97	-33.05
FR4		29.91	-1.82	58.97	-33.01

	code	Niveau 4			
		V	H	Mstb	Mrenv
ELU-F	F1	29.70	-8.63	113.48	-127.60
	F2	29.42	-7.40	113.48	-124.76
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELU-S	S1	30.34	10.10	134.44	-92.99
	s2	30.19	5.37	120.69	-94.29
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00
ELS-R	R1	29.52	-4.01	94.41	-98.76
	R2	29.35	-5.31	94.41	-103.34
	R3	29.52	-4.01	94.41	-98.76
	R4	29.35	-5.31	94.41	-103.34
ELS-FR	FR1	29.95	-3.27	94.41	-95.06
	FR2	29.80	-2.99	94.41	-94.69
	FR3	29.95	-3.27	94.41	-95.06
	FR4	29.80	-2.99	94.41	-94.69

- Calculs de vérification de stabilité à la décompression :

➤ PHVEE :

Code	Niveau 1				Niveau 2				Niveau 3				Niveau 4			Facteur de sécurité C %		
	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv		
ELU-F	F1	7.91	-2.60	12.03	-3.13	21.48	-4.11	37.26	-21.93	31.15	-6.02	70.64	-48.02	29.70	-8.63	113.48	-127.60	10
	F2	7.63	-2.68	12.03	-3.56	21.20	-3.67	37.26	-22.01	30.88	-5.19	70.64	-46.72	29.42	-7.40	113.48	-124.76	10
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10

	F4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
ELU-S	S1	7.99	1.89	12.90	-1.04	21.39	5.85	44.34	-12.80	30.37	8.31	81.59	-31.80	30.34	10.10	134.44	-92.99	10
	S2	7.84	0.60	12.13	-1.43	21.24	3.18	40.13	-13.71	30.22	4.62	73.77	-32.70	30.19	5.37	120.69	-94.29	10
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
ELS-R	R1	7.52	-1.64	10.99	-2.28	20.92	-1.93	32.81	-16.12	29.63	-2.71	58.97	-35.64	29.52	-4.01	94.41	-98.76	75
	R2	7.34	-2.17	10.99	-2.91	20.74	-2.77	32.81	-18.11	29.46	-3.78	58.97	-38.44	29.35	-5.31	94.41	-103.34	75
	R3	7.52	-1.64	10.99	-2.28	20.92	-1.93	32.81	-16.12	29.63	-2.71	58.97	-35.64	29.52	-4.01	94.41	-98.76	75
	R4	7.34	-2.17	10.99	-2.91	20.74	-2.77	32.81	-18.11	29.46	-3.78	58.97	-38.44	29.35	-5.31	94.41	-103.34	75
ELS-FR	FR1	7.94	-0.90	10.99	-1.17	21.34	-1.19	32.81	-13.53	30.06	-1.97	58.97	-33.05	29.95	-3.27	94.41	-95.06	100
	FR2	7.79	-1.03	10.99	-1.47	21.19	-1.16	32.81	-13.92	29.91	-1.82	58.97	-33.01	29.80	-2.99	94.41	-94.69	100
	FR3	7.94	-0.90	10.99	-1.17	21.34	-1.19	32.81	-13.53	30.06	-1.97	58.97	-33.05	29.95	-3.27	94.41	-95.06	100
	FR4	7.79	-1.03	10.99	-1.47	21.19	-1.16	32.81	-13.92	29.91	-1.82	58.97	-33.01	29.80	-2.99	94.41	-94.69	100

➤ PBVEE :

Code	Niveau 1				Niveau 2				Niveau 3				Niveau 4				Facteur de sécurité C%	
	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv	V	H	Mstb	Mrenv		
ELU-F	F1	8.47	-2.69	12.01	-2.71	22.03	-7.80	35.22	-18.18	34.39	-13.09	63.33	-43.80	49.61	-19.08	98.12	-89.51	10
	F2	8.19	-2.78	12.01	-3.13	21.76	-7.36	35.22	-18.26	34.11	-12.26	63.33	-42.50	49.34	-17.85	98.12	-86.67	10
	F3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
	F4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
ELU-S	S1	8.46	1.59	12.84	-0.68	21.86	2.11	41.99	-9.91	32.65	1.31	73.86	-29.17	46.32	-0.13	118.45	-62.83	10
	s2	8.31	0.30	12.07	-1.07	21.71	-0.56	37.78	-10.82	32.50	-2.39	66.04	-30.08	46.17	-4.86	104.70	-64.13	10
	S3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
	S4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10
ELS-R	R1	7.99	-1.72	10.98	-1.92	21.39	-5.13	31.11	-13.23	31.86	-8.87	52.89	-33.08	45.44	-13.12	81.58	-68.76	75
	R2	7.82	-2.25	10.98	-2.54	21.22	-5.97	31.11	-15.22	31.69	-9.94	52.89	-35.88	45.27	-14.42	81.58	-73.34	75

	R3	7.99	-1.72	10.98	-1.92	21.39	-5.13	31.11	-13.23	31.86	-8.87	52.89	-33.08	45.44	-13.12	81.58	-68.76	75
	R4	7.82	-2.25	10.98	-2.54	21.22	-5.97	31.11	-15.22	31.69	-9.94	52.89	-35.88	45.27	-14.42	81.58	-73.34	75
ELS-FR	FR1	8.42	-0.98	10.98	-0.81	21.82	-4.39	31.11	-10.64	32.29	-8.13	52.89	-30.49	45.87	-12.38	81.58	-65.06	100
	FR2	8.27	-1.11	10.98	-1.11	21.67	-4.36	31.11	-11.04	32.14	-7.97	52.89	-30.45	45.72	-12.09	81.58	-64.69	100
	FR3	8.42	-0.98	10.98	-0.81	21.82	-4.39	31.11	-10.64	32.29	-8.13	52.89	-30.49	45.87	-12.38	81.58	-65.06	100
	FR4	8.27	-1.11	10.98	-1.11	21.67	-4.36	31.11	-11.04	32.14	-7.97	52.89	-30.45	45.72	-12.09	81.58	-64.69	100

E. Références et logiciels

Références :

- Cours des murs de soutènement par **M. Jamal BENBOUZIANE**
- Cours des Fondations par **M. GOUNOUNI**
- Cours de Maritime par **M. CHAGDALI**
- Travaux Maritimes, Tome II : Les ouvrages des ports maritimes, Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Par **Jean CHAPON, Editions EYROLLES 1975**
- Ouvrages Maritimes, par **Alain MOUSSET, Paris DUNOD 1922**
- AFPS 1990
- Fascicule 62
- Hydraulic Structures, **M.Z Voorendt, W.F. Molenaar, K.G. Bezuyen, 2011**
- Ouvrages de protection contre la houle, **Daniel CAMINADE, Technique de l'ingénieur, 2008**
- NF-EN-1991. (2007). Eurocode. **AFNOR.**
- The Rock Manual The use of rock in hydraulic engineering, 2nd edition.
- Random seas and design of maritime structures, **YOSHIMI GODA ,Advanced Series on Ocean Engineering- Volume15, 2000**

Logiciels :

- **GEBCO**
- **SWAN**
- **ARCGIS**
- **BLUKENUE**
- **MATLAB**
- **SURFER**
- **REFONDE**
- **AUTOCAD**