République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE PROPOSITION D'EXTENSION DU PORT MIXTE DE DELLYS, WILAYA DE BOUMERDES

Présenté par :

YENNEK LYNA KAHINA
NACHEF ABDELKRIM

Encadré par :

M. RAHMANI DOUADI

Promotion 2020 / 2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

THEME :

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE PROPOSITION D'EXTENSION DU PORT MIXTE DE DELLYS, WILAYA DE BOUMERDES

DEDICACES

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

A MES CHERS PARENTS qui m'ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.

A mes frères AHMED, TOUFIK et AYMEN.

Ma grande famille, mon binôme Lyna Kahina et mes chers amis, pour leur permanente présence à mes côtés durant toute mon existence.

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et enfin à tous ceux qui en seront honorés.

Abdelkrim

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect, reconnaissance et de remerciement :

A celle qui m'a couverte de tendresse et qui m'a appris à être patiente dans tout ce que j'entreprends, à toi ma douce mère ;

A la source de ma persévérance et de mon inspiration, à celui qui m'a toujours encouragé, à toi mon cher père ;

A ma très chère sœur Maya et mon très cher frère Kamel pour votre soutien et encouragement ;

A toute ma famille et mes proches ainsi qu'à mes défunts grands-parents, aussi je pense profondément à ma dernière grand-mère ;

A mon binôme Karim, A tous mes amis et mes camarades de classes ;

Je tiens aussi à remercier tout particulièrement Monsieur AZOUZ, mon professeur de mathématique et physique au lycée de Dar El Beida et à Madame BAKHCHICHE et Madame ZAYBEK, les directrices de mon école primaire qui ont laissé une empreinte dans ma vision des études.

A tout ceux qui ont participé à l'élaboration de ce modeste travail et tous ceux qui me sont chers.

Lyna Kahina

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

On tient tout d'abord à exprimer toute notre reconnaissance à notre encadreur Monsieur RAHMANI Douadi. Nous le remercie de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé tout au long de notre travail. Travailler à ses côtés fut très enrichissant.

On désire aussi remercier Madame AMERAOUI et Madame KHALIFA Karima qui qui nous ont guidé, conseillé et ont accepté de répondre à nos questions durant nos recherches.

Ainsi qu'à Monsieur BOUHANICHE Djamel et tous les professeurs de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous adressons aussi notre profonde sympathie aux anciens étudiants de l'ENSTP OUKACI Nadhir et SMAIL El Hadi qui nous ont aidés à la collecte des informations pour le projet.

On voudrait aussi remercier la DTP de Boumerdes de nous avoir accordé le thème pour la réalisation du projet de fin d'étude et plus particulièrement Madame ABAD.

Nous témoignons aussi notre reconnaissance aux bibliothécaires de l'ENSTP.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à nos recherches en acceptant d'examiner ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous remercions tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

A nos familles et nos amis.

Merci à tous, Lyna Kahina et Karim.

Résumé

Le projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation, et notre acclimatation progressive à notre futur métier.

Nous avons choisi de faire notre projet de fin d'étude pour la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Boumerdes, pour y consolider notre formation en travaux maritimes. Le sujet qui nous a été proposé est la conception et l'étude d'une proposition d'extension du port mixte de la ville de Dellys, Boumerdes.

Il s'agit tout d'abord d'une collecte d'informations et de données sur le projet, ces données sont principalement :

- L'infrastructure actuelle (une description détaillée du port mixte de Dellys, situation géographique, nombre d'embarcation…).
- Climatologiques (climat et température, vent).
- Océanographiques du site (Houle, marée, vent, courant).
- Le besoins établis par la direction des travaux publics de Boumerdes.

Une analyse bien détaillée a été réalisée sur ces données afin de tracer deux variantes de l'extension de ce port, et grâce à une analyse multicritère, nous avons déterminé laquelle d'entre eux est la plus optimale et la plus adaptée à ce projet.

Après le choix de la variante à retenir nous avons procédé à des calculs précis (méthode de HUDSON, TERZAGHI, MONONOBE OKABE, béton armé) et des modélisations grâce à des logiciels sophistiqués (SAP2000, SWAN, ROBOT, AUTOCAD) afin de dimensionner ses différents ouvrages de protection et d'accostage.

Mots-clés : Port, quai, houle, digue, côte, appontement.

Abstract

The final internship study is the result of the formation of a civil engineer.

This project, carried out in a professional, aims the implementation of all the knowledge acquired during our training, and our gradual acclimatization to our future profession.

We chose to make our final project study for the Publics Works Department (DTP) of the wilaya of Boumerdes, to consolidate our training in coastal engineering. The subject that was proposed to us is the design and study of a proposal for the extension of the mixed port of the city of Dellys, Boumerdes.

This work required at first the collection of different information and data on the project, and they represent mainly:

- The current infrastructure (a detailed description of the mixed port of Dellys, location, and the number of crafts…).
- Climatological (weather and temperature, wind).
- Oceanographic of the site (swell, tide, current).
- The requirements established by the Public Works Department of Boumerdes.

A well-detailed analysis was performed on these data to draw two variants of the extension of this port, and through a multi-criteria analysis, we determined which is the most optimal and the most suitable for this project.

After choosing the variant to work on, we made precise calculations (HUDSON's method, TERZAGHI, MONONOBE OKABE, reinforced concrete…) and modeling through sophisticated software (SAP2000, SWAN, ROBOT, AUTOCAD) to size all the structures included in this project.

Keywords: Port, dock, swell, pier, coast, pontoon.

الملخص

مشروع نهاية الدراسة هو نتيجة تكوين المهندس في الاعمال او الاشغال العمومية.

هذا العمل، منفذ في إطار محترف، يهدف إلى تطبيق كل المعرفة المكتسبة خلال تكويننا، و تأقلمنا التدريجي لعملنا المستقبلي.

إخترنا القيام بمشروع نهاية الدراسة لمديرية الأشغال العمومية(DTP) لولاية بومرداس، لتقوية تكويننا في الاشغال البحرية. الموضوع الذي إقترح لنا هو التصميم و دراسة مقترح لتوسيع الميناء المختلط لمدينة دلس، بومرداس.

في البداية، يتعلق بتجميع المعلومات و المعطيات حول الموضوع، و تتمثل في:
- البنية الأساسية الحالية (وصف مجمل المرافق المتواجدة-الموقع الجغرافي)
- المناخية (الطقس)
- الأوقيانوغرافية للموضع (الأمواج-المد-الجزر-التيارات)
- الإحتياجات المقررة من قبل مديرية الأشغال العمومية لولاية بومرداس.

تحليل جد دقيق تم القيام به حول هذه المعطيات بهدف تحديد نوعين مختلفين من تمديدات هذا الميناء، بفضل تحليل متعدد المعايير، لقد قررنا من منهما هي الأفضل و الأكثر تكيفا مع المشروع.

بعد إختيار التمديد الذي سيتم الإحتفاظ به، إنتقلنا إلى حسابات مدققة (طريقة تيرزاغي -هود صون) و النمذجة بفضل البرامج المتطورة (برامج صاب 2000-روبو-سوان-اوتوكاد.)

الكلمات المفتاحية: موج، ساحل، مناء، رصيف.

Liste des tableaux

Tableau 1 : Tableau de la houle par Percy Douglas 19

Tableau 2 : Principaux séismes d'Algérie (1365–2005) (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317#tbl002) 38

Tableau 3 : Caractéristiques géométriques des principales sources sismogènes de l'Algérie du Nord pour la zone de la Kabylie (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317#tbl002) ……..39

Tableau 4 : Données climatiques de la ville de Dellys (Source climate-data.org) ……..40

Tableau 5 : Statistique de la houle au large ……41

Tableau 6 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle à –10m ……...47

Tableau 7 : Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle centennale ……47

Tableau 8 : Coordonnées des points d'extraction ……....49

Tableau 9 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période ……50

Tableau 10 : Récapitulatif de la fréquence d'observation et de la durée d'action de la houle..50

Tableau 11 : Récapitulatif du bilan d'énergie annuel par direction et par période ……..50

Tableau 12 : Récapitulatif du calcul de l'angle « α » et de la fonction f (α) ……51

Tableau 13 : Récapitulatif du transit sédimentaire par période et par direction ……...51

Tableau 14 : Flottille de pêche du port de Dellys pour l'année 2030 ……...55

Tableau 15 : Synthèse des besoins de commerce du port de Dellys pour l'année 2030 ……..55

Tableau 16 : Les profondeurs liées aux embarcations du projet ……..55

Tableau 17 : Linéaire des différents quais pour les embarcations du projet ……56

Tableau 18 : Besoins en surface utile pour la pêche ……57

Tableau 19 : Besoins en surface de terre-pleins pour le commerce ……58

Tableau 20 : Eléments de comparaison entre les deux variantes ……61

Tableau 21 : Critères de comparaison entre les deux variantes ……...62

Tableau 22 : Profondeur au pied de l'ouvrage et houle de projet pour la jetée principale …...67

Tableau 23 : Matériaux utilisés pour la jetée principale ……..68

Tableau 24 : Tableau des abaques ……...91

Tableau 25 : Tableau des abaques ……..92

Tableau 26 : Tableau des abaques ……..93

Tableau 27 : Tableau des abaques ……94
Tableau 28 : Données concernant le talus arrière ……95
Tableau 29 : Tableau de transformation ……..95
Tableau 32 : Données concernant le talus arrière ……97
Tableau 33 : Tableau de transformation ……97
Tableau 34 : Données concernant le talus arrière ……...98
Tableau 35 : Tableau de transformation ……98
Tableau 36 : Valeurs des coefficients empirique a, b, c ……...101
Tableau 37 : Récapitulatif des résultats de la jetée principale ……..103
Tableau 38 : Coefficients de securite ……...109
Tableau 39 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……....113
Tableau 40 : Poussée des terres ……....114
Tableau 41 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……115
Tableau 42 : Tableau des efforts ……...116
Tableau 43 : Combinaison des charges ……....117
Tableau 44 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……...118
Tableau 45 : Poussées des terres ……119
Tableau 46 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……..120
Tableau 47 : Efforts dus au portique de 37 tonnes ……121
Tableau 48 : combinaison des charges ……...122
Tableau 49 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m …….……123
Tableau 50 : Poussées des terres ……...….124
Tableau 51 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...125
Tableau 52 : combinaison des charges ……..….126
Tableau 53 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……127
Tableau 54 : Poussées des terres ……....128
Tableau 55 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...129
Tableau 56 : Poussées dues au portique de 37 T ……....130
Tableau 57 : Combinaison des charges ……..131
Tableau 58 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……133
Tableau 59 : Poussées des terres ……....134

Tableau 60 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m ……135
Tableau 61 : tableau des efforts ……136
Tableau 62 : combinaison des charges ……..137
Tableau 63 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……141
Tableau 64 : Poussées des terres ……....141
Tableau 65 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...141
Tableau 66 : combinaison des charges ……...142
Tableau 67 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……143
Tableau 68 : Poussées des terres ……....143
Tableau 69 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...143
Tableau 70 : combinaison des charges ……..144
Tableau 72 : Poussées des terres ……...145
Tableau 73 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……..145
Tableau 74 : combinaison des charges ……..146
Tableau 75 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……147
Tableau 76 : Poussées des terres ……....147
Tableau 77 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...147
Tableau 78 : La combinaison des charges ……148
Tableau 79 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m ……149
Tableau 80 : Poussées des terres ……....149
Tableau 81 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2 ……...149
Tableau 82 : combinaison des charges ……..150
Tableau 83 : Tableau récapitulatif ……165
Tableau 84 : Tableau de l'estimation du prix de revient de la construction ……...170
Tableau 85 : Inventaire des sources d'impacts générer par les différentes actions du projet .185
Tableau 86 : Tableau d'évaluation des impacts du projet ……...187
Tableau 87 : Caractéristiques géométriques des principales sources sismogènes de l'Algérie du Nord (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317)..195
Tableau 88 : Résultats des sondages à la lance ……..202
Tableau 89 : Résultats des essais au laboratoire ……203

Liste des figures

Figure 1 : Le port de Dellys (Google image) 2
Figure 2 : Le port maritime du Havre (Google image) 4
Figure 3 : Le port Grimaud (Google image) 4
Figure 4 : Le port Royal d'Auxonne (Google image) 5
Figure 5 : Le plus grand port à sec en Europe, Le port de Navy Service (Google image) 5
Figure 6 : La Manche (mer) (Google image) 6
Figure 7 : Détroit de Gibraltar (Google image) 6
Figure 8 : Le port militaire de Toulon (Google image) 6
Figure 9 : Le port de commerce de Singapour (Google image) 7
Figure 10 : Le port de pêche de Mostaganem (Google image) 8
Figure 11 : Le port de plaisance de Sidi Fredj (Google image) 8
Figure 12 : Jetée principale et secondaire du port El Djamila (Google image) 9
Figure 13 : La jetée principale du port de Dellys (Google image) 9
Figure 14 : Schéma d'une digue verticale (Google image) 10
Figure 15 : Digue à talus (Google image) 11
Figure 16 : Type de digue à talus (Google image) 12
Figure 17 : Digue mixte verticalement (Google image) 12
Figure 18 : Digue mixte horizontalement (Google image) 13
Figure 19 : Duc d'albe d'amarrage à Marseille (Google image) 14
Figure 20 : Un appontement (Google image) 14
Figure 21 : Cale de halage (Google image) 15
Figure 22 : Le phare du cap Bear (Google image) 16
Figure 23 : Schéma illustratif (Google image) 17
Figure 24 : Schéma expliquant le phénomène de la houle 18
Figure 25 : Schéma d'une houle 19
Figure 26 : Schéma de l'apparition de la houle (source : Google image) 20
Figure 27 : Etape pour la création de la houle, (source : © ALLOSURF) 21
Figure 28 : Schéma représentant le Fetch (Google image) 22

Figure 29 : Réfraction autour d'une ile (source: https:/www.surf-report.com/news/pedagogie-meteo/periode-swellhoule- vague-vagues-houles-1128196795.html) ……..23

Figure 30 : Schéma d'une onde diffractée (Google image) ……23

Figure 31 : Le déferlement (Google image) ……24

Figure 32 : Schéma du déferlement (Google image) ……...24

Figure 32 : Schéma du déferlement (Google image) ……...27

Figure 34 : Variation du niveau de la mer (Google image) ……27

Figure 35 : Courbe de marée sur une quinzaine de jours ……28

Figure 36 : Photo de l'époque de la ville de Dellys (Google image) ……...31

Figure 37 : Photo de la gare ferroviaire de 1910 de la ville de Dellys (Google image) ……..32

Figure 38 : Image montrant la localisation de Dellys par rapport à Alger (Google image) …33

Figure 39 : Image satellite du site du projet (Google Earth) ……...33

Figure 40 : Image satellite du port de Dellys (Google image) ……34

Figure 41 : Photo de l'ouvrage laissé par les français après l'indépendance (Google image) ..34

Figure 42 : Image illustrant la jetée du port de Dellys (Google image) ……..36

Figure 43 : Image d'un vraquier (Google image) ……36

Figure 44 : Un porte conteneur de 400m de long (Google image) ……..37

Figure 45 : Classification de la sismicité du nord Algérien (Google image) ……..39

Figure 46 : Direction de prédominance des vents (Google image) ……40

Figure 47 : Carte de positionnement des points d'extraction ……..49

Figure 48 : Image illustrant la houle heurtant une jetée (Google image) ……54

Figure 49 : plan de masse de la variante numéro 1 (faite par nous-même) ……58

Figure 50 : plan de masse de la variante numéro 2 (faite par nous-même) ……60

Figure 51 : Coupe-type schématique d'une digue à talus (Google image) ……...66

Figure 52 : la distribution temporelle de la pression sur l'élément de mur de couronnement selon Martin (1999) ……..99

Figure 53 : Coefficients de Run-up Au et Bu ……100

Figure 54 : Pression d'effondrement côté intérieur ……101

Figure 55 : Exemple d'un mur de couronnement (géométrie) d'une jetée principale (section courante) ……102

Figure 56 : Exemple de ferraillage d'un mur de couronnement d'une jetée principale (section courante) ……102

Figure 57 : Exemple d'un mur de couronnement au niveau du musoir (géométrie et ferraillage).. ……103
Figure 58 : Schema illustrant l'impact d'une roue ……...112
Figure 59 : Poussée hydrodynamique ……112
Figure 60 : Diagramme des poussees ……114
Figure 61 : Schema des efforts ……..……116
Figure 62 : Diagramme des poussees ……119
Figure 63 : Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes ……121
Figure 64 : Poussees des terres …….....123
Figure 65 : diffusion des efforts ……..125
Figure 66 : Poussées des terres ……...128
Figure 67 : Poussées dues au portique de 37 T ……..130
Figure 68 : Diagrammes des poussées ……...133
Figure 69 : Diffusion des efforts ……136
Figure 70 : Schéma statique de calcul du moment ……156
Figure 71 : Figure indique la déformation de la poutre (SOFISTIK_AG) ……156
Figure 72 : appontement flottant en aluminium système 186 ……161
Figure 73 : Image d'un phare (Google image) ……173
Figure 74 : Feux d'entrée de port du Palais à Belle-Île-en-Mer ……..174
Figure 75 : Phare et feux de port (Google image) ……..…….174
Figure 76 : Le balisage maritime ……....175
Figure 77 : Bouée de balisage (Google image) ……...175
Figure 78 : Photo montrant la marque de danger sous-marin ……175
Figure 79 : Photo montrant une marque d'eau saine ……...176
Figure 80 : Marque spéciale ……....176
Figure 81 : Le balisage maritime ……177
Figure 82 : Balisage qui impose un sens de passage de jour (Google image) ……178
Figure 83 : Balisage qui impose un sens de passage de nuit (Google image) ……178
Figure 84 : Les 4 marques cardinales ……..179
Figure 85 : Image d'une marque cardinale (nord) sur mer ……..179

Figure 86 : Marque d'un nouveau danger ……....180

Figure 87 : Photo illustrant les aides à la navigation radioélectrique (Google image) ……....180

Figure 88 : Exemple d'aide à la navigation de la variante étudiée ……181

Figure 89 : Carte géologique de la ville de Dellys (Google image) ……...197

Figure 90 : Levée bathymétrique ……...198

Figure 91 : Carte de position des points de sondages à la lance ……201

Figure 92 : Carte de positions des points de sondage carottés ……...203

Figure 93 : Photo illustrant les differents quais et appontements du port ……..204

Figure 94 : correction du au poids selon la méthode de CERC ……206

Figure 95 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10) ……207

Figure 96 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0.45 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10) ……208

Figure 97 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0.80 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10) ……209

Figure 98 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 2.00 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10) ……210

Figure 99 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 > 3.00 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10) ……211

Figure 100 : Coefficient de correction k permettant de tenir compte de l'effet d'échelle pour le calcul de l'ascension des lames à partir des abaques de I à V……212

Figure 101 : Appontement sur pile ……213

Figure 102 : Le guidage sur pieux ……..214

Figure 103 : Les anneaux de guidage ou colliers ……...215

Figure 104 : L'entretien des pieux ……..215

Figure 105 : Le guidage sur rail ……216

Figure 106 : guidages sur poutrelle HEA 140 ……216

Figure 107 : L'ancrage par bracons ……217

Figure 108 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts ……..218

Figure 109 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts ……..219

Figure 110 : L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts ……..219

Liste des notations et des indices

g : accélération de la pesanteur g=9.81 m/s2.

d : la densité (mA/m²).

ɣ (t/m3): Poids volumique du sol.

ɣ' (t/m3) : Poids volumique déjaugé du sol.

ɣsat (t/m3): Poids volumique saturé du sol.

ɣ0 (t/m3): Masse volumique de l'eau de mer.

ɣs (t/m3): Masse volumique des blocs utilisés (blocs artificiels / enrochements naturels).

Kr : Le coefficient de réfraction.

Hs : La houle significative.

Hb : La houle de calcul.

C (t/m3) : cohésion du sol.

Cotg α : Pente du talus.

K_D : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

W(M50) : Masse d'un seul bloc.

n : Nombres de couches.

Dn : Diamètre nominale.

KΔ : Coefficient de couche.

e : Épaisseur de la couche.

Ka : Coefficient de MONONOBÉ-OKABÉ de poussée.

φ (°): Angle de frottement du sol.

δ (°): Angle de frottement du sol sur l'écran.

λ (°): Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

β (°): Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale.

Kh : Coefficient horizontal de séisme.

K_v : Coefficient vertical de séisme.

F_s : Force due au séisme.

: Force de butée.

Fp : Force de poussée.

Ϭadm : Contrainte admissible d'acier.

fy : Résistance de calcul de l'acier.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

f_{t28} : Résistance à la traction du béton.

I_x (cm^4/m) : Moment d'inertie.

Wel (cm^4/m) : Moment élastique.

Wpl (cm^4/m) : Moment plastique.

: Coefficient d'instabilité mécanique.

σ_v (t/m^2): Contrainte verticale des terres.

σ_h (t/m^2): Contrainte horizontale des terres.

σ_q (t/m^2) : Contrainte dû à la surcharge.

σ_{bc} (Mpa) : Résistance admissible du béton.

σ_{st} (Mpa) : Résistance admissible des aciers HA.

Aser : Section des aciers.

qp : Résistance partiel en pointe.

D : La profondeur d'enfoncement.

Nq : Terme de portance de CAQUOT et KERISEL.

f : Le coefficient de frottement.

F et CS : facteur / coefficient de sécurité.

F_r : Coefficient de sécurité au renversement.

F_g : Coefficient de sécurité au glissement.

F_p : Coefficient de sécurité au poinçonnement.

Mr : Moment de renversement.

MS : Moment stabilisateur.

S : Section.

q : Charge.

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

AF : Appontements Flottants.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES ……..A

REMERCIEMENTS ……..C

RESUME ……D

LISTE DES FIGURES ……..G

LISTE DES TABLEAUX ……...J

LISTE DES NOTATIONS ET DES INDICES ……N

TABLES DES MATIERES ……P

INTRODUCTION GENERALE ……...1

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

1- INTRODUCTION ……...2
2- DEFINITION D'UN PORT ……2
3- ROLES D'UN PORT ……..2
A- Rôle économique ……...3
B- Rôle physique ……3
4- TYPE DE PORT ……3
A- Localisation ……...3
a. Ports maritimes ……3
b. Ports lacustres ……..4
c. Ports fluviaux ……..4
d. Ports à sec ……5
B- Activités ……...5
a. Les ports militaires ……..6
b. Les ports de commerce ……7
c. Les ports de pêche ……...7
d. Les ports de plaisance ……..8
5- DESCRIPTION D'UN PORT ……8
A- Les ouvrages extérieurs ……9
a. Les jetées ……9
b. Les digues ……9
B- Les ouvrages intérieurs ……13
a. Les ouvrages de protection et d'accès ……13
b. Les plans d'eaux …….. ……..13
c. Les ouvrages d'accostage ……...13
d. Les ouvrages de réparation ……15
C- La signalisation maritime ……..16
6- COMPOSITION PORTUAIRE ……16
A- Les infrastructures portuaires ……16
A- Les superstructures portuaires ……..17
7- GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER ……18
A- La houle ……18

a. Caractéristique de la houle ……..19
b. Principaux paramètre pour la formation de la houle ……...20
c. Les étapes pour la formation de la houle ……20
d. Le Fetch ……21
e. La réfraction ……22
f. La diffraction ……23
g. La réflexion ……23
h. Le déferlement ……24
B- La marée ……..26
C- Les courants ……28
a. Les courants généraux ou planétaires ……..28
b. Les courants de marée ……29
c. Les courants de houle ……...29
d. Les courants côtiers ou de débris ……29
8- CONCLUSION ……...29

CHAPITRE 2 : PRESENTATION ET DONNEES DU PROJET

1- INTRODUCTION ……..31
2- L'HISTOIRE DE LA VILLE DE DELLYS ……31
3- SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE ……..32
4- DESCRIPTION DU PORT DE DELLYS ACTUEL ……..33
5- DESCRIPTION DU PROJET ……36
6- SISMICITE DE LA ZONE ……37
A- Historique de la sismicité en Algérie ……37
B- Les zones sismogènes de la région nord ……38
7- DONNEES METEO-LIGIQUE ET OCEANOGRAPHIQUE DU PROJET ……..39
A- Climat et température ……..39
B- Vent ……..40
C- Houle au large ……..40
D- Courant ……41
E- Marée et niveau marin ……41
8- DONNEES GEOLOGIQUES ……42
9- DONNEES PHYSIQUES ……...43
A- La topographie ……...43
B- La bathymétrie ……43
C- La géomorphologie ……43
10- CONCLUSION ……...43

CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA REFRACTION DE LA HOULE

1- INTRODUCTION ……..45
2- PRINCIPE DU CALCUL DE LA REFRACTION DE LA HOULE ……45
3- MODELE SWAN ……...45
4- DONNEES DE BASE ……46
A- Données Bathymétriques ……46
B- Données de la houle au large ……..46
5- INTERPRETATION DES RESULTATS ……..47
6- ESTIMATION DU TRANSIT SEDIMENTAIRE ……..48
7- DONNEES UTILISEES ……48
8- CALCUL DU BILAN ENERGETIQUE ANNUEL ……..50

9-CALCUL DU TRANSIT SEDIMENTAIRE ……50
10-CONCLUSION ……51

CHAPITRE 4 : L'ETUDE AVANT-PROJET SOMMAIRE APS

1- INTRODUCTION ……53
2- LE PLAN DE MASSE DU PORT ……53
3- PRINCIPES D'ETABLISSEMNET DES VARIANTES D'AMENAGEMENT ……..53
A- Critères d'exploitations ……..53
B- Critères de conception ……54
a. Pour la configuration générale ……54
b. Pour la configuration intérieure ……...54
4- DONNEES RELATIVES AUX BESOINS ……54
A - Caractéristique de la flottille projetée jusqu'en 2030 ……54
B - Besoins pour l'aménagement ……...55
C - Schéma d'aménagement ……...56
D - Besoins en surface de terre-pleins ……56

5- DESCRIPTION DES VARIANTES ……..58
A- Variante n°1 ……..58
a. Description de la variante ……59
b. Exposition à la houle ……59
c. Conditions de dragage ……59
d. Possibilité d'extension ……59
e. Exploitation des installations existantes ……..59
B- Variante n°2 ……..59
a. Description de la variante ……60
b. Exposition à la houle ……60
c. Conditions de dragage ……61
d. Possibilité d'extension ……61
e. Exploitation des installations existantes ……..61
6- ANALYSE MULTICRITERE ET CHOIX DE LA VARIANTE ……..61
A- Elément de comparaison entre les deux variantes ……61
B- Critères de comparaison entre les deux variantes ……..62
7- CONCLUSION ……..62

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION

1- INTRODUCTION ……..64
2- LES DIGUES A TALUS ……64
A- Importance des digues à talus ……64
B - Inconvénients des digues à talus ……...64
a. Le franchissement ……64
b. Le grand glissement ……..65
c. La destruction des digues à talus ……..65
3- LA CONCEPTION DES DIGUES A TALUS ……..66
4- LES FONSTIONS DES ENROCHEMENTS NATURELS ……..66
5- CRITERES DE CHOIX ENTRE ENROCHEMENT NATUREL OU BLOC ARTIFICIEL. 66
6- METHODE DE DIMENSIONEMENT ……67
7- DIMENSIONEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE ……...67

A- Les profondeurs au pied de l'ouvrage et houle de projet ……...67
B- Au niveau de la section courante avant le musoir ……..68
a. Dimensionnement de la carapace ……..68
b. Dimensionnement des filtres ……69
c. Dimensionnement du noyau ……70
d. Dimensionnement de la butée de pied ……70
e. Vérification des lois de Terzaghi ……71
C- Au niveau du musoir ……...72
a. Dimensionnement de la carapace ……...72
b. Dimensionnement des filtres ……...74
c. Dimensionnement du noyau ……..74
d. Dimensionnement de la butée de pied ……75
e. Vérification des lois de Terzaghi ……75
D- Au niveau de la section courante après l'enracinement ……..……..77
1er cas : profondeur de -5 m
a. Dimensionnement de la carapace ……...77
b. Dimensionnement des filtres ……...78
c. Dimensionnement du noyau ……...79
d. Dimensionnement de la butée de pied ……79
e. Vérification des lois de Terzaghi ……80
2eme cas : profondeur de -15 m
a. Dimensionnement de la carapace ……81
b. Dimensionnement des filtres ……...82
c. Dimensionnement du noyau ……..83
d. Dimensionnement de la butée de pied ……83
e. Vérification des lois de Terzaghi ……84
E- Au niveau de l'enracinement ……...86
a. Dimensionnement de la carapace ……..86
b. Dimensionnement des filtres ……..87
c. Dimensionnement du noyau ……88
d. Dimensionnement de la butée de pied ……...88
e. Vérification des lois de Terzaghi ……..89
8- CALCUL DU RUN-UP (METHODE DE CERC : COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER) …….....90
A- Au niveau de la section courante avant le musoir 90
B- Au niveau du musoir ……....91
C- Au niveau de la section courante après l'enracinement …….....92
D- Au niveau de l'enracinement …….....95
9- CALCUL DU TALUS ARRIERE ……..95
A- Au niveau de la section courante avant le musoir ……95
B- Au niveau du musoir ……96
C- Au niveau de la section courante après l'enracinement ……...97
10- MUR DE COURONNEMENT ……...98
A- Critères de stabilité ……...99
B- Dimensionnement ……99
a. Méthode de Martin pour le calcul de la pression d'impact ……99
b. Méthode de Martin pour le calcul de pression d'effondrement ……...100
11-CONCLUSION ……103

CHAPITRE 6 : ETUDE DES OUVRAGES D'ACCOSTAGE

1-INTRODUCTION ……106
A- Les appontements ……..106
B- Les quais ……106
a. Les différents types de quais ……..107
b. Paramètres de choix d'un type de quai ……...107
C-Les ouvrages pour la réparation ……108
2- CALCUL DU QUAI A -12,00m ……108
A- Objet de la note de calcul ……..108
a. Données physiques et géotechniques ……108
b. Matériaux ……...109
c. Charges et combinaisons de charges ……109
B- Calcul des efforts ……...110
a. Calcul des coefficients de poussées ……...110
b. Mur en bloc ……110
c. Poussées des terres ……111
d. Poussée dues à la surcharge d'exploitation ……...111
e. Poussée dues au chariot élévateur de 37 tonnes ……112
f. Poussée hydrodynamique ……112
g. Efforts d'amarrage ……...113
h. Efforts dues au séisme ……113
C- Vérification de la stabilité du quai ……...113
a. Cas statique ……...113
b. Cas dynamique ……..141
3- FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT ……...155
A- Introduction ……...155
B- Effort agissant sur la poutre ……155
a. Forces verticales ……155
b. Forces horizontales ……155
C- Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS ……...156
D- Dimensionnement en flexion simple ……...157
E-Condition de non fissuration ……157
4- CONCLUSION ……157

CHAPITRE 7 : LES APPONTEMENTS FLOTTANTS

1- INTRODUCTION ……..159
2- PRINCIPE DE LA VERIFICATION ET HYPOTHESE DE CALCUL ……...159
A - Vérification à la flottabilité ……..159
B - Vérification à la gîte ……159
3 - NOTATION, UNITES ET VALEURS PAR DEFAUT ……...161
4- CALCUL DE LA STABILITE ET DE LA FLOTTABILITE ……...162
5-ANCRAGE DES MODULES FLOTTANTS ……164
6- CONCLUSION ……..168

CHAPITRE 8 : ESTIMATION SOMMAIRE DES QUANTITES ET DES COUTS

1- INTRODUCTION ……170
2- ESTIMATION DU PRIX ……170
3- CONCLUSION ……171

CHAPITRE 9 : LA SIGNALISATION MARITIME

1-INTRODUCTION ……173
2-LES DISPOSITIFS D'AIDE A LA NAVIGATION
……173……
3-CLASSIFICATIONS DES PHARES ET DES FEUX ……..173
4-LE BALISAGE ……..174
A- Laissées indifféremment à droite ou à gauche ……..176
a. Marque de danger isolé ……176
b. Marque eaux saines ……..176
c. Marque spéciale ……..176
B- Celles qui imposent un sens de passage ……177
a. Marques latérales ……177
b. Marques Cardinales ……179
c. Marque Danger Nouveau ……..179
5-LES AIDES A LA NAVIGATION RADIOELECTRIQUE ……180
6- L'AIDE A LA NAVIGATION SUR LA VARIANTE ETUDIEE …….. ……...181
7-CONCLUSION ……..181

CHAPITRE 10 : L'ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

1- INTRODUCTION ……..183
2- CADRE JURIDIQUE ET INSTITUTIONNEL ……183
A- Cadre juridique ……..……183
a. Réglementation relative à l'environnement ……183
b. Réglementation nationale environnementale associée ……184
B- Cadre institutionnel ……184
3- ANALYSE DES IMPACTS ……..184
4- EVALUATION DES IMPACTS ……186
5- CONCLUSION ……..188

CONCLUSION GENERALE ……189

BIBLIOGRAPHIE ……..190

LISTE DES ANNEXES ……..194

Introduction générale

L'économie mondiale a progressé considérablement au cours de ces dernières années, ce qui a rendu le trafic maritime un élément majeur dans le développement économique d'un pays. Le trafic maritime assure le transport des marchandises et des passagers à travers la mer et les océans. C'est pour cela que les ports sont conçus pour supporter les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre l'accostage, ravitaillement et réparation des navires.

L'Algérie dispose d'un littoral long de plus de 1280 Km et jouit d'une position géographique privilégiée, elle occupe une place de carrefour entre le continent européen et africain via la mer méditerranée, dont les ports sont des escales logiques, des routes maritimes que ça soit en matière de commerce, de pêche, de plaisance ou même navale.

Aujourd'hui l'Algérie dispose d'une infrastructure portuaire comprenant 46 ports en service, dont 31 ports et abris de pêche, parmi eux 6 à l'intérieur des ports de commerce. Pour la période 2005-2010, 5 projets de réalisation de nouveaux ports et abris de pêche ont été livrés, ainsi que 13 autres projets d'aménagement et d'extension.

L'extension et l'optimisation du port mixte de Dellys est prévue, dans le cadre du schéma directeur portuaire au horizon de 2030, afin de pallier à la saturation connue par cette infrastructure.

Le présent mémoire de projet de fin d'étude s'intéresse à ce projet, en collectant au début toutes les informations et données de base concernant le projet et le site choisi pour l'implantation (données climatologiques et océanographiques). Ensuite, deux variantes d'aménagement pour l'extension du port seront proposées par nous-même, tout en respectant les différents critères de conception, notamment la surface du terre-plein, le nombre d'embarcations et toutes les exigences du client. On entamera ensuite l'étude de dimensionnement des ouvrages extérieur et intérieur, leur vérification, leur estimation et pour finir une étude d'impact sur l'environnement.

Chapitre 1
Généralités sur les ouvrages maritimes

1- Introduction

Avant d'entamer l'étude du projet, une présentation du domaine des travaux maritimes et de son environnement s'impose. Ceci à travers l'exposition de quelques notions fondamentales relatives aux caractéristiques générales de ses ouvrages, ainsi que les phénomènes naturels du milieu marin pouvant influencer sur une structure quelconque.

2- Définition d'un port

Un port est un endroit géographique par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers. C'est une infrastructure construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires.

Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations. Il est un lieu de séjour.

Un port est protégé par une ou plusieurs digues. Il est composé de plusieurs darses, de parties isolées par des écluses de cales sèches ou flottantes. Il peut nécessiter des dragages afin d'entretenir une profondeur suffisante. Le port lui-même est aménagé avec des jetées, des quais, des pontons et doit être relié à d'autres moyens de transport (routier, ferroviaire, etc.).



Figure 1 : Le port de Dellys (Google image)

3- Rôles d'un port

Le port est un maillon de la chaîne de transport qui permet d'assurer le passage d'un mode de transport maritime à un mode de transport terrestre, voire un autre mode maritime via le transbordement entre lignes.

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par ce port. Il faut donc se poser la question essentielle : un port, pour quoi faire ?

De la réponse à cette question découlera tout le reste, y compris les partis d'aménagement.

Les deux principaux rôles d'un port sont :

-Rôle économique.

-Rôle physique.

A- Rôle économique :

Le rôle économique d'un port consiste à la jonction entre deux modes de transport ; terrestre et maritime ou fluviale. On y trouve deux aspects :

- L'aspect industriel : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime.
- L'aspect du marché : le transit des marchandises pouvant s'accompagner d'opérations commerciales, faisant ainsi du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise.

B- Rôle physique :

Le port doit d'abord permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour pouvoir :

- Effectuer les opérations de transit : Charge, décharge des marchandises, embarquement, débarquement des voyageurs.
- Effectuer le ravitaillement : Produits nécessaires à la vie des équipages et des passagers.
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations.
- Stationner en période d'attente de marchandise ou de voyageurs à transporter.

4- Type de port

Les ports peuvent être classés selon leur localisation, et leur(s) activité(s).

A- Localisation :

Selon leur localisation, on distingue les ports maritimes, lacustres, fluviaux et à sec.

a. Ports maritimes : Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime, accueillant les plus grands tonnages. Ces ports ont besoin d'avantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition.



Figure 2 : Le port maritime du Havre (Google image)

b. Ports lacustres : Ils sont situés en bordure d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau.

Les ports lacustres comprennent les petites marinas au bord des lacs de montagne mais également les grands ports de commerce sur les grands lacs.



Figure 3 : Le port Grimaud (Google image)

c. Ports fluviaux : Les ports fluviaux, ou ports intérieurs, sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal. Ils sont souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaire ; certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve. Les grands ports fluviaux sont souvent près des embouchures (entrée d'un fleuve dans la mer) de grands fleuves, accessibles à des navires venant de la mer ; on peut donc les considérer comme des ports maritimes au vu de leur trafic. La distinction peut devenir difficile à proximité de l'embouchure.



Figure 4 : Le port Royal d'Auxonne (Google image)

d. Ports à sec : Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités telles que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces « ports » sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau.



Figure 5 : Le plus grand port à sec en Europe, Le port de Navy Service (Google image)

B- Activités :

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent, on peut distinguer quatre types principaux de ports : les ports de commerce, les ports de pêche, les ports de plaisance et les ports militaires.

Aujourd'hui, les ports de commerce jouent un rôle essentiel dans la mondialisation, puisque, grâce à une massification toujours plus intense, les prix du transport maritime sont particulièrement faibles, si bien que 90% des échanges internationaux de marchandises passent par cette voie, avec des navires dont les chargements peuvent atteindre couramment 300 000 tonnes pour des pétroliers ou 10 000 conteneurs pour des porte-conteneurs. Les économies plus régionales bénéficient du cabotage le long des côtes et certains détroits resserrés sont très favorables aux déplacements intenses de passagers (Manche, Gibraltar, etc.).



Figure 6 : La Manche (mer) (Google image)



Figure 7 : Détroit de Gibraltar (Google image)

Les ports de commerce maritimes sont donc aujourd'hui comme des poumons de l'économie mondiale qui, tout au long de leur histoire, ont su adapter leur logistique à la croissance des échanges et à celle de la démographie.

a. Les ports militaires : (ou **bases navales**) accueillent les navires de guerre. Certainsports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interditsau public pour des raisons de sécurité.

Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, comme les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.



Figure 8 : Le port militaire de Toulon (Google image)

b. Les ports de commerce : servent à accueillir les navires de commerce ; ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et le transport de marchandises pour les navires cargo. Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiquiers) et nécessitent des réservoirs et tuyauteries dédiées ; ou solides, en vrac (vraquiers, nécessitant des silos ou des espaces de stockage) ou emballées : cargos mixtes ayant besoin d'entrepôts et de grues, ou les porte-conteneurs avec les grands espaces de stockage associés. Les cargaisons roulantes (pour les rouliers) ont besoin de zones d'attente, éventuellement de parkings. Outre les espaces de stockage et les moyens de manutention nécessaires, un port de commerce inclut aussi des liaisons routières et ferroviaires, voire fluviales, avec la terre ; différentes darses et terminaux spécialisés ; des bassins pour les navires de services associés ; selon les cas, des bassins dédiés à la réparation, un dispositif de séparation du trafic...



Figure 9 : Le port de commerce de Singapour (Google image)

c. Les ports de pêche : sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis : les chalutiers de haute mer partant pour plusieurs semaines auront besoin de plus d'espace dequai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée. L'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce : quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité), et éventuellement de le traiter avant la vente si cela n'a pas été fait sur le bateau.



Figure 10 : Le port de pêche de Mostaganem (Google image)

d. Les ports de plaisance : accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons, différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement).



Figure 11 : Le port de plaisance de Sidi Fredj (Google image)

5- Description d'un port

La description d'un port comporte les types d'ouvrages le constituant. Les ouvrages d'un port sont constitués de deux grands types :

- Les ouvrages extérieurs.
- Les ouvrages intérieurs.

A- Les ouvrages extérieurs :

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Les ouvrages extérieurs sont généralement les jetées ou bien les digues.

a. Les jetées : Ce sont des constructions s'avançant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs. Les jetées sont de deux natures.

- Les jetées principales.
- Les jetées secondaires.



Figure 12 : Jetée principale et secondaire du port El Djamila (Google image)



Figure 13 : La jetée principale du port de Dellys (Google image)

b. Les digues : Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, sa fonction est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par des eaux de la mer, lac, ou fleuve. On distingue plusieurs digues :

- Les digues verticales.
- Les digues à talus.
- Les digues mixtes.
- Les digues de types spéciaux.

Les digues verticales :

Une digue verticale est constituée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'un ensemble d'éléments assemblés entre eux pour renvoyer l'énergie de la houle.

Elle est assise sur un massif de fondation généralement constitue d'enrochements de petite taille (ballast concasse par exemple), protégé contre l'action de la houle par des éléments de taille beaucoup plus importante. Ces digues sont conseillées en eau profonde (>15m), vu la demande importante en matériaux rocheux dans le cas de digue a talus. La largeur de la digue est fixée par le calcul de stabilité.

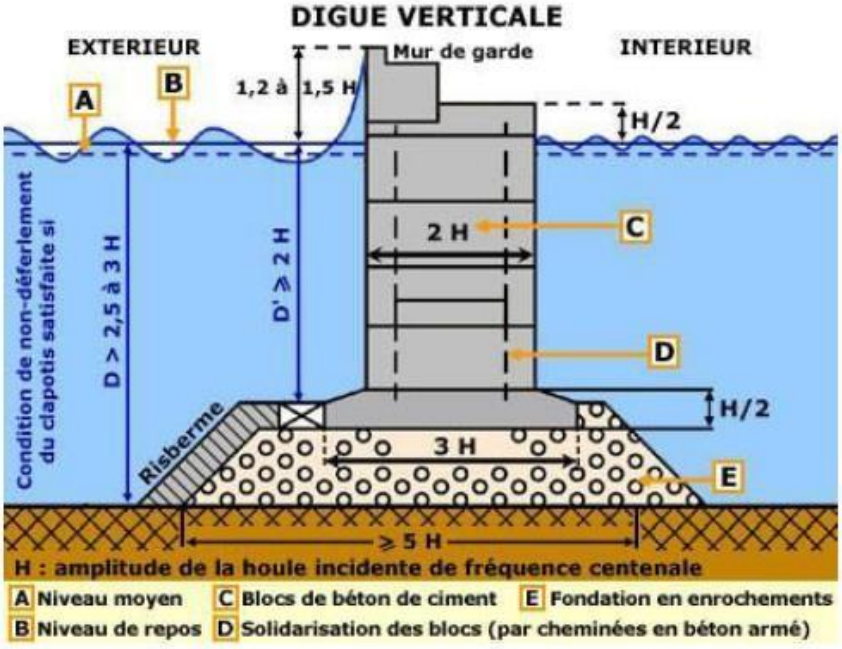


Figure 14 : Schéma d'une digue verticale (Google image)

Les digues à talus :

Une digue à talus est une digue de forme trapézoïdale constituée d'un noyau en tout venant, et de sous couches d'enrochements puis d'une carapace et d'un couronnement en béton armé.

Ces dernières vont opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

La houle résiduelle ou récréé derrière l'ouvrage sera composée de :

- La houle transmise à travers l'ouvrage.
- La houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant a plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, pousses par le vent retomberont derrière l'ouvrage.

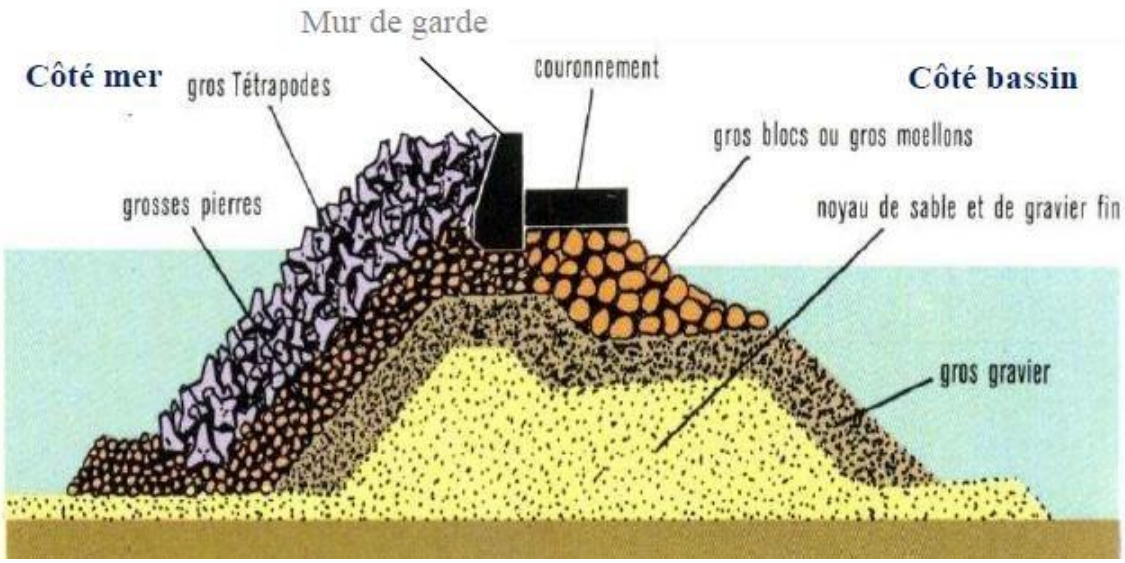


Figure 15 : Digue à talus (Google image)

Eléments constitutifs de la digue :

Une digue à talus est composée :

- D'un soubassement et éventuellement d'un tapis de pied à la partie inférieure de la digue.
- D'un noyau protégé par des sous-couches et par des carapaces en éléments capables de résister à l'attaque de la houle cote extérieur, mais aussi cote intérieur, pouvant être maintenues en partie basse par des butées de pied.
- De cavaliers de pied qui renforcent, si besoin l'ouvrage en partie basse.
- D'un couronnement en partie haute.
- D'un musoir : représente l'extrémité de la digue. Il est soumis à une action renforcée de la houle.

On trouve plusieurs types de digue à talus :

- Digue à talus conventionnelle.
- Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement.
- Digue à berme.
- Digue submerge.

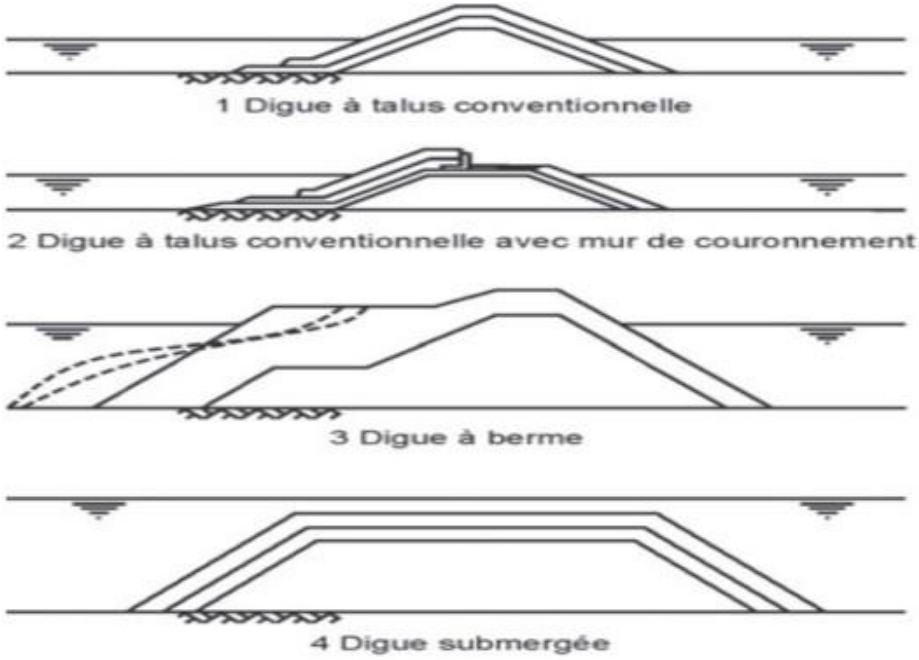


Figure 16 : Type de digue à talus (Google image)

Les digues mixtes :

Une digue mixte, comme son nom l'indique reprend certains principes des digues à talus et des digues verticales. Elle comporte une muraille reposant sur un massif de fondation en enrochement ou sur un fond dur.

Généralement à marée basse, elle se comporte comme une digue à talus, et à marée haute comme une digue verticale.

On considère que c'est une digue mixte, lorsque la hauteur d'eau h disponible au-dessus de la berme est inferieure a 1.5H (H : hauteur de la houle incidente). On distingue deux types de digues mixtes :

Digue mixte verticalement :

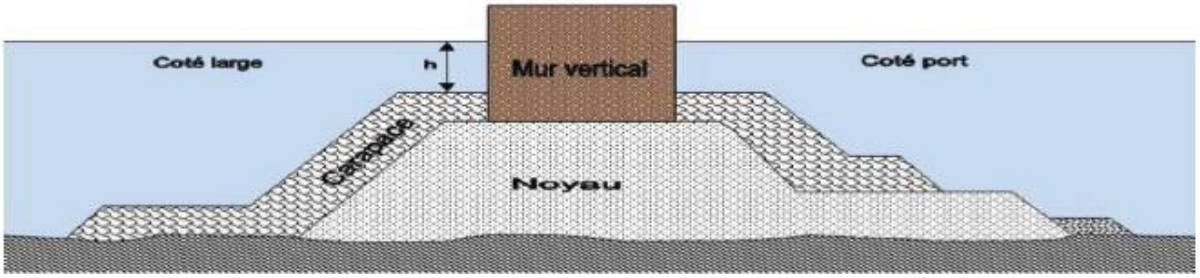


Figure 17 : Digue mixte verticalement (Google image)

Digue mixte horizontalement :

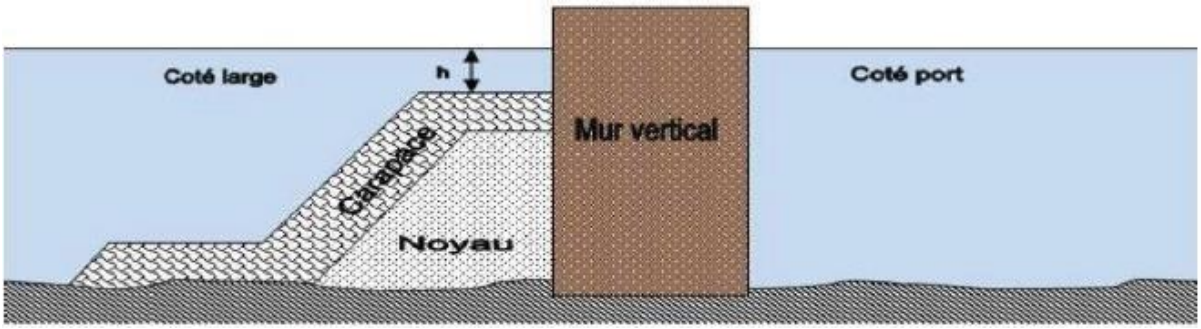


Figure 18 : Digue mixte horizontalement (Google image)

Les digues de types spéciaux :

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, parmi ceux-ci, on peut citer :

- Le mur d'eau fixe.
- Le mur d'eau oscillant.
- Les brise-lames flottants.
- Les ouvrages de pré-déferlement.
- Les tapis d'algues synthétiques.
- Les rideaux de bulles d'air.

B- Les ouvrages intérieurs :

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des jetées.

On distingue :

- Les ouvrages de protection et d'accès ;
- Les plans d'eau ;
- Les ouvrages d'accostage ;
- Les ouvrages de réparation.

a. Les ouvrages de protection et d'accès : Ces ouvrages ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.

b. Les plans d'eaux : Servant à l'évolution et au stationnement des navires, ils constituent :

- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée.
- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.

c. Les ouvrages d'accostage : Les ouvrages d'accostage désignent l'ensemble des équipements d'un port qui permettent de :

- Fournir aux navires un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage et son amarrage.
- Réaliser la liaison entre le navire et la terre.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations très particulières.

On distingue parmi les ouvrages d'accostage :

- Les ducs d'albe.
- Les appontements.
- Les quais.

i. Les ducs d'albe : Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent l'amarrage et/ou l'accostage.



Figure 19 : Duc d'albe d'amarrage à Marseille (Google image)

ii. Les appontements : Ce sont des plates-formes fixes supportées par des pilotis, ils servent à l'amarrage et à l'accostage des bateaux et navires. Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.



Figure 20 : Un appontement (Google image)

iii. Les quais : Ce sont les ouvrages en maçonnerie sur le rivage d'un port qui ont comme rôle :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux ;
- Retenir les terres en contact des plans d'eau ;
- Assurer la liaison entre le navire et la terre ;
- Ils jouent aussi le rôle du mur de soutènement pour les remblais.

On retrouve deux grands types de quai :

- Les quais massifs ;
- Les quais sur pieux.

Les quais massifs :

Les quais massifs sont des quais dont la stabilité est assurée par son propre poids, ils reposent sur une fondation superficielle. On retrouve dans ce type de quai :

- Les quais en blocs.
- Les quais en caissons.
- Les quais en gabions de palplanches.

Les quais sur pieux :

Ce sont les quais reposant sur des pieux, on distingue :

- Les quais pleins.
- Les quais creux.

d. Les ouvrages de réparation : Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

- Forme de radoub.
- Cale de halage.
- Docks flottants.
- Grils de carénage.
- Cales de lancement.
- Ecluses maritimes.



Figure 21 : Cale de halage (Google image)

C- La signalisation maritime

La signalisation maritime est constituée par l'ensemble des dispositifs mis en place pour aider la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- Indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et des grandes routes maritimes.
- Guider les navires vers les ports.
- Donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

Les dispositifs d'aide à la navigation

Les dispositifs d'aide à la navigation sont constitués principalement :

- Des phares et des feux, visibles à grande distance de nuit.
- Du balisage qui délimite de jour les écueils, les hauts fonds et les chenaux.
- Des aides à la navigation radioélectriques qui permettent aux navires de connaître leur position (GPS...).



Figure 22 : Le phare du cap Bear (Google image)

6- Composition portuaire

Le domaine public est compose d'infrastructures, de superstructures et de dépendances grevées de servitude au profit de la circulation maritime et du développement des ports.

- Les infrastructures.
- Les superstructures

A- Les infrastructures portuaires :

Les infrastructures portuaires comprennent :

- Les chenaux d'accès et les ouvrages de signalisation et de guidage des navires constitués notamment par les phares, bouées, balises et tout autre moyen requis pour assurer l'évolution des navires et la sécurité de la navigation,

- Les ouvrages de protection du port (jetées, digues, brises lames) et les plans d'eau abrités (bassins et darses),
- Les môles, les quais et les appontements,
- Les ouvrages nécessaires à la construction et à la réparation navale (cales sèches, cales de halage), Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux.

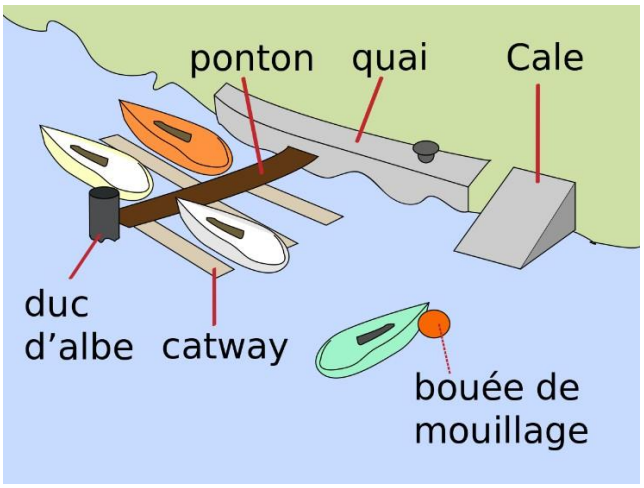


Figure 23 : Schéma illustratif (Google image)

B- Les superstructures portuaires :

Comprennent l'ensemble des installations, équipements fixes ou mobiles et outillages nécessaires aux opérations :

- D'accostage des navires et de télécommunication.
- De débarquement et d'embarquement des passagers,
- De chargement et de déchargement des navires,
- De réception, de transfert, de stockage, de pesage et de livraison des marchandises,
- D'avitaillement des navires en eau douce et énergie électrique.
- De soutage, de déballastage et de dégazage des navires,
- De réparation navale et de lutte contre l'incendie et la pollution, de pêche et de plaisance.

Elles comportent en outre :

- Les terre-pleins et surfaces couvertes nécessaires au transit et à l'entreposage des marchandises.
- Les gares maritimes,
- Les gares et voies ferrées ainsi que les routes, voies d'accès incluses dans les limites des ports,
- Les halles aux poissons,
- Les réseaux d'eau douce et d'énergie électrique ainsi que les réseaux de voiries et de collectes des eaux usées et pluviales.

7- Généralités sur les mouvements de la mer

La mer est un milieu liquide toujours agité dont le mouvement est la résultante d'ondulations de diverses périodes et de courants généraux plus au moins uniformes.

Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérise par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde, parmi ces mouvements on retrouve :

- La houle ;
- La marée ;
- Les courants.

A- La houle

Les houles sont des oscillations générées par l'énergie du vent et qui affecte la surface des océans. Elles sont relativement régulières en direction et en période. Il n'y a pas de déplacement d'eau lors de ce mouvement ondulatoire car les vagues ne transportent que de l'énergie. L'eau se trouvant dans le creux d'une vague est soulevée vers l'arrière et effectue une rotation circulaire et retrouve ainsi sa position initiale. Ce phénomène peut être mis en évidence avec un objet flottant (bouchon en liège, bout de bois..), la houle va le ballotter mais ne le déplace pas.

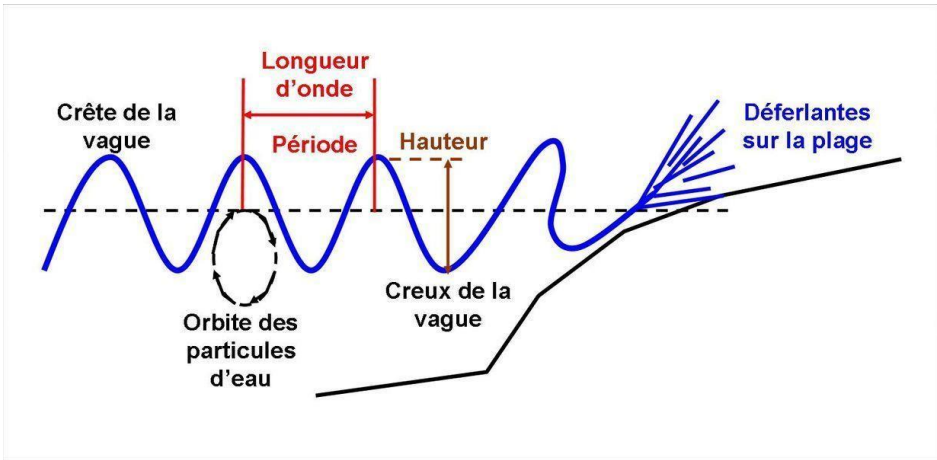


Figure 24 : Schéma expliquant le phénomène de la houle

La houle peut être observée en absence de vent car la houle vient du large et correspond en quelque sorte à une "vague fossile" formée il y a plusieurs jours.

En 1917, Percy Douglas a établi une échelle de la houle :

Tableau 1 : Tableau de la houle par Percy Douglas

Echelle	Houle	État de la mer
0	aucune	calme
1	plus de 10 cm	ridée
2	entre 10 et 50 cm	belle
3	entre 50 cm et 1,25 m	peu agitée
4	entre 1,25 m et 2,5 m	agitée
5	entre 2,5 m et 4 m	forte
6	entre 4 m et 6 m	très forte
7	entre 6 m et 9 m	grosse
8	entre 9 m et 14 m	très grosse
9	supérieur à 14 m	énorme

a. Caractéristique de la houle

Elles se caractérisent par la hauteur, la période, la longueur d'onde, la célérité et la direction, qui dépendent au départ de la vitesse du vent, sa durée d'action et la longueur du plan d'eau sur lequel il souffle (le fetch).

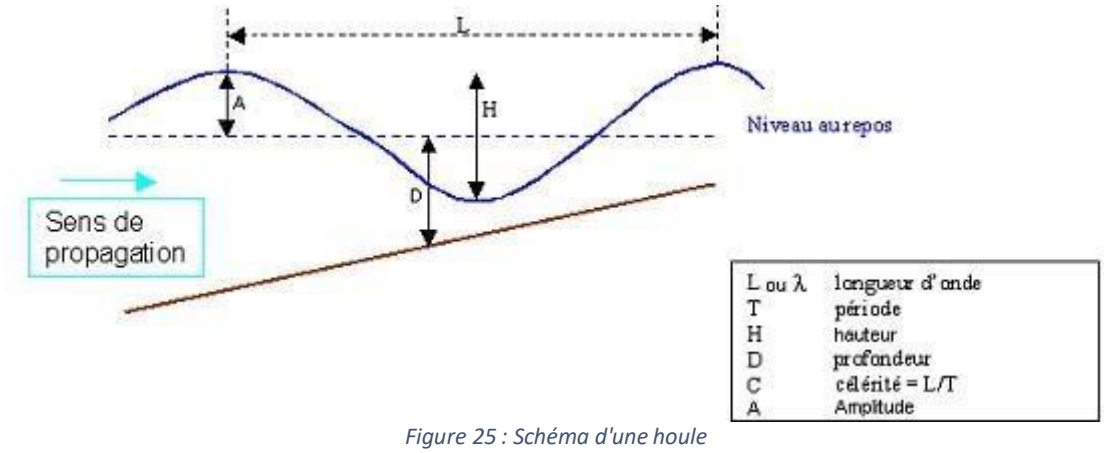


Figure 25 : Schéma d'une houle

H : hauteur de houle (dénivellation entre une crête et un creux successifs).
L : longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives).
T : période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe).
a : amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).
g : cambrure (rapport H/L).
c : célérité (vitesse moyenne de propagation des crêtes, C=L/T).
d : profondeur (profondeur au repos).

L'énergie d'une houle : E = *1/8pgH²*. p étant densité de l'eau, g la constante gravitationnelle et H la hauteur de la vague, crête à creux. L'énergie d'une houle ne dépend donc que de sa hauteur.

La puissance d'une houle en eau profonde : P = *E* x *V* = *E* x 1.56 x *T* donc

➔ P= **constante x H² x T**

b. Principaux paramètre pour la formation de la houle

L'apparition de houles sur l'océan est essentiellement générée par la force du vent.
Les principaux paramètres rentrant en jeu dans la formation de houle sont :

- La longueur sur laquelle le vent souffle unidirectionellement et de façon relativement constante (appelé le Fetch).
- L'intensité du vent.
- Le temps pendant lequel le vent souffle.

Un autre paramètre rentrant en jeu est l'état de la surface de l'eau à l'état initial, mais nous allons la supposé au repos.

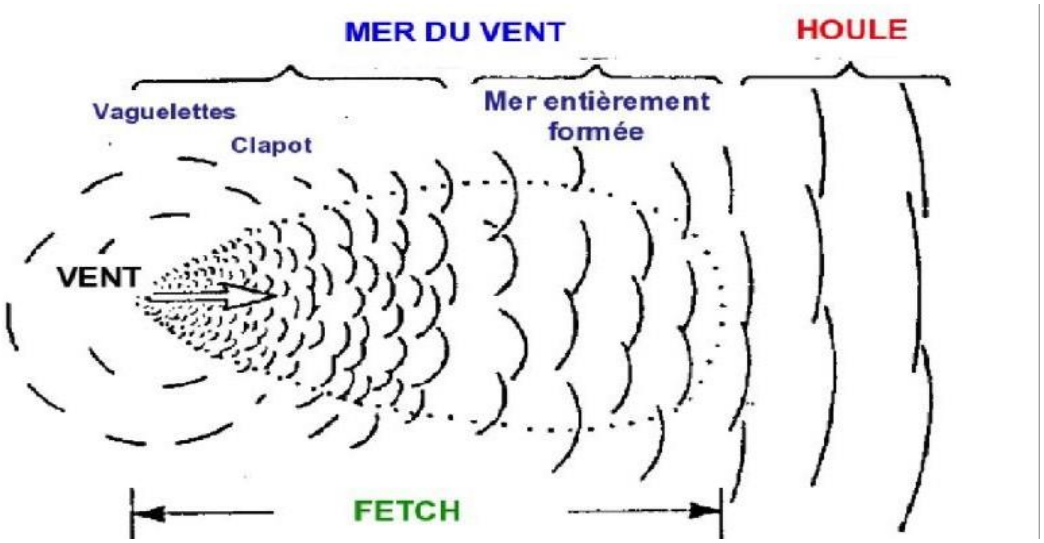


Figure 26 : Schéma de l'apparition de la houle (source : Google image)

c. Les étapes pour la formation de la houle

La création de houle se déroule en 3 grandes étapes :

1/ Tout d'abord, le vent souffle sur une surface d'eau place et provoque simplement de petites perturbations, qui vont onduler dans une direction d'angle 70-80° par rapport à la direction du vent avec une certaine vitesse.

2/ La surface de l'eau n'étant plus lisse, le vent a plus de prise et transmet plus d'énergie à cette surface qui deviendra très agité mais chaotique, on ne distingue pas encore des formes régulière. Le vent surélève l'eau en la poussant, ce qui crée un creux à la place. Cependant, l'eau qui monte s'affaisse sous son poids pour combler les creux (dû à la pression

hydrostatique), entraînant un mouvement d'oscillations autour d'une position horizontale. Ce phénomène aura tendance à s'amplifier lorsque le vent souffle pendant longtemps sur un long Fetch. Les petites perturbations initiales vont de plus s'entrechoquer, se transmettre de l'énergie et donner une direction globale des ondulations en arc de cercle dans le sens du vent.

3/ Une fois que le vent s'arrête de souffler, que la surface de l'océan a emmagasiné beaucoup d'énergie transmise par le vent, les vagues deviennent plus régulières, plus organisées, pour devenir de la houle. Cela s'explique par le fait que les toutes petites oscillations s'évanouissent et sont englobé par les oscillations plus grosses, et que les houles de période différentes se séparent : la houle ayant la plus grande longueur d'onde distance la houle ayant une plus petite longueur d'onde, car elle a plus d'énergie et donc plus de vitesse.

La longueur d'onde, l'amplitude et la période (lié à la célérité) de la houle dépend des 3 premiers paramètres énoncés plus tôt : la longueur de Fetch, l'intensité du vent et la durée pendant laquelle le vent souffle.

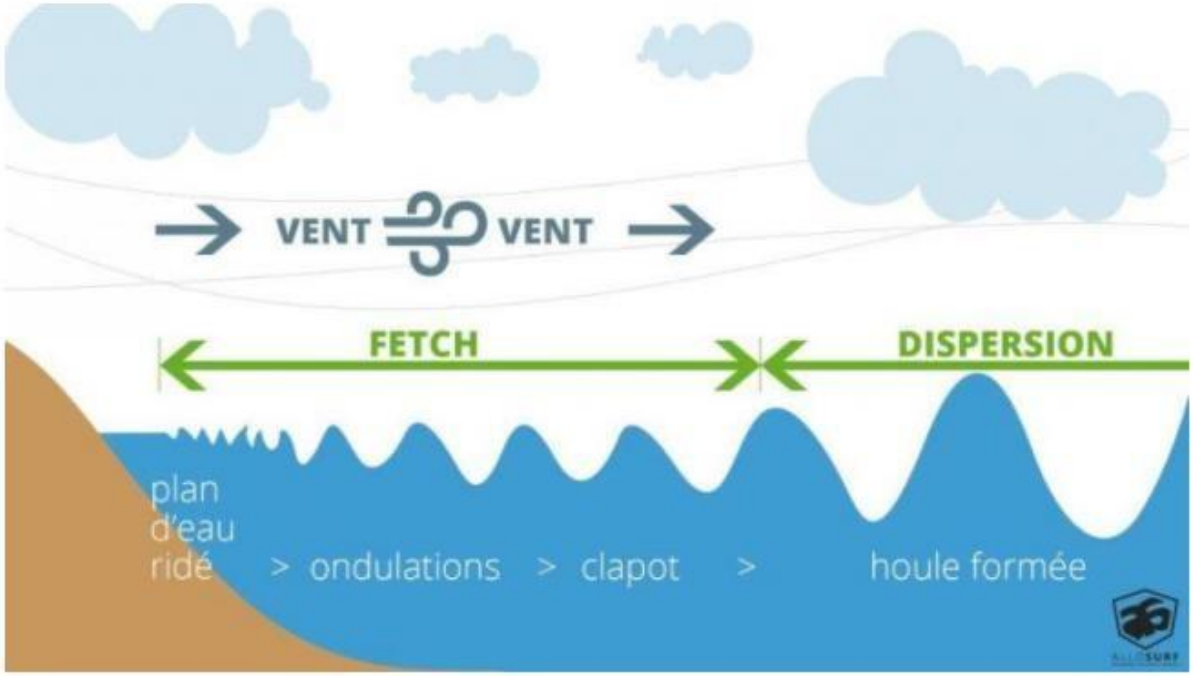


Figure 27 : Etape pour la création de la houle, (source : © ALLOSURF

d. Le Fetch

Un fetch constitue la dimension de la zone au sein de laquelle le vent est homogène, en force et en direction. À ce fetch est associée une durée d'action égale au temps pendant lequel ce vent souffle. Plus le fetch est grand, plus le vent est important et dure dans le temps, par conséquence, plus la période de la houle créée sera longue.

Zone de fetch : de la première ride à la dispersion de la houle.

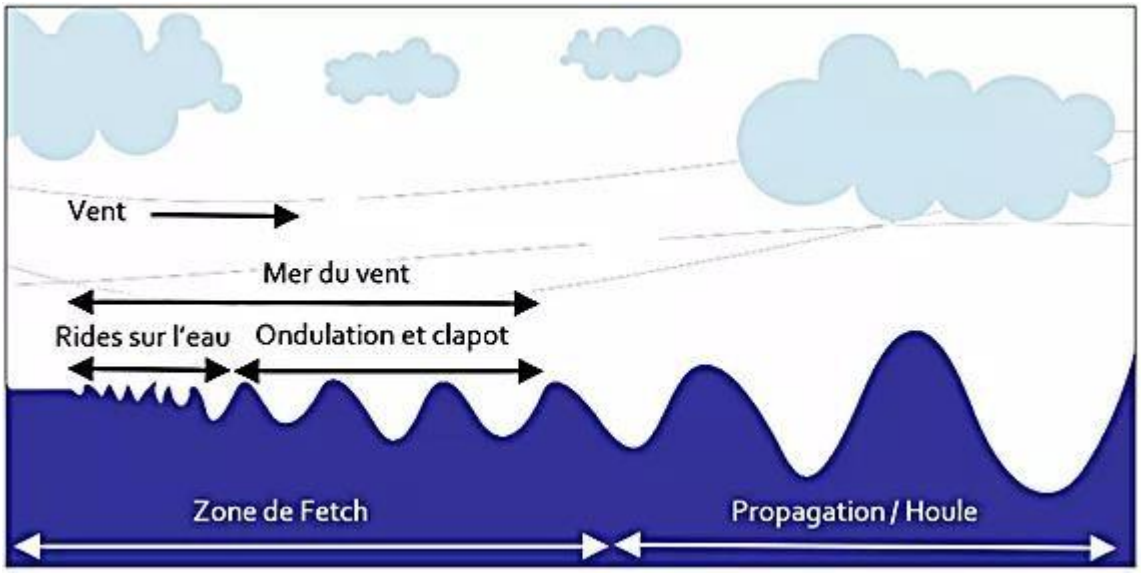


Figure 28 : Schéma représentant le Fetch (Google image)

e. La réfraction

La houle crée des mouvements orbitaux. Plus elle est longue, plus ces mouvements se propagent en profondeur.

Lorsque ces derniers interagissent avec le fond, la houle ralentit par frottement. Cela change donc les caractéristiques de l'onde, et peut créer un changement local de la direction de la houle, qui a tendance à s'aligner perpendiculairement aux lignes d'égales profondeurs.

L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage et plus particulièrement au droit de l'aménagement projeté.

Le phénomène de réfraction se compose de deux paramètres le premier correspondant à la déformation du profil (gonflement Ks), le second à une déformation en plan (Kr), ce qui donnera le coefficient de réfraction.

$$\frac{H}{H_0} = K_r K_s \qquad \textbf{Avec :} \quad Kr = \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} \quad \textbf{et} \quad Ks^2 = \frac{L_0}{L} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\frac{4\Pi d}{L}}{sh\frac{4\Pi d}{L}}}$$

- b0 : Largeur du front de vague au large
- b : Largeur du front de vague au point considéré
- L0 : La longueur d'onde au large
- L : La longueur d'onde au point considéré.

- Lorsque la houle rencontre des obstacles lors de sa propagation, des phénomènes de réflexion ou de diffraction se produisent.

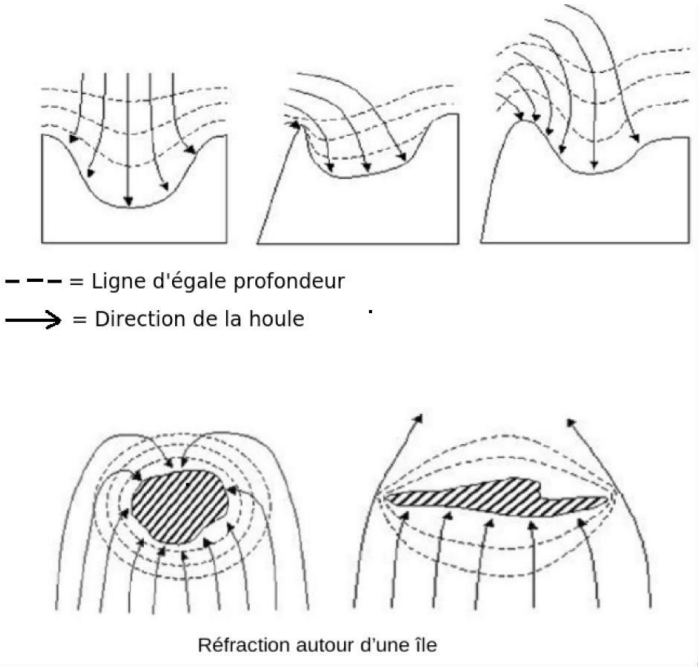


Figure 29 : Réfraction autour d'une ile (source: https://www.surf-report.com/news/pedagogie-meteo/periode-swell-houle-vague-vagues-houles-1128196795.html)

f. La diffraction

Lorsqu'une houle ne se propage plus en ligne droite ou régulière, comme c'est le cas par exemple au contact d'un ouvrage (exemple une jetée) à l'approche duquel une partie du front d'onde seulement est arrêtée, des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de cet ouvrage en le contournant : On dit que **la houle diffracte**.



Figure 30 : Schéma d'une onde diffractée (Google image)

g. La réflexion

La réflexion se produit quand la houle rencontre un obstacle vertical ou incliné. Une des conséquences importantes de la réflexion est l'apparition du « clapotis », mouvement de l'eau résultant de la rencontre de deux houles se propageant en sens inverse.

La réflexion est totale sur un parement vertical (avec un accroissement parfois important de l'amplitude de la houle résultante). Et une paroi fortement inclinée donne une réflexion partielle avec formation d'un clapotis partiel d'amplitude inférieure à celle due à la réflexion totale.

h. Le déferlement

La perte d'énergie en eau peu profonde se fait via le **déferlement.** C'est un phénomène non-linéaire très complexe.

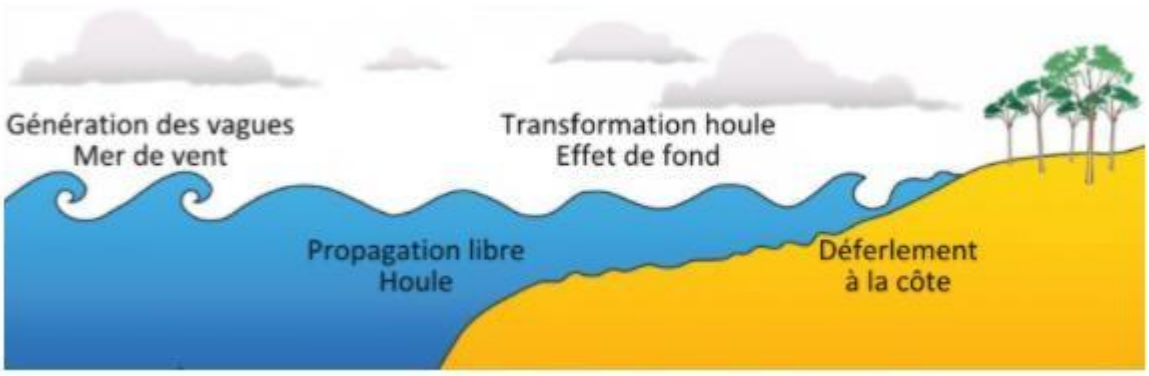


Figure 31 : Le déferlement (Google image)

Pour comprendre le déferlement des vagues il faut introduire la **cambrure** d'une vague. C'est le rapport de sa hauteur H à sa longueur d'onde L. Lorsque ce rapport atteint 1/7 ou plus, la cambrure est dite critique et la vague devient déferlante. L'augmentation de la cambrure des vagues est due au levage et au ralentissement de sa partie inférieure, à cause de l'interaction avec le fond, alors que le sommet continue de se propager à une vitesse plus rapide. Cela implique que le sommet de la vague dépasse la base, puis s'écroule.

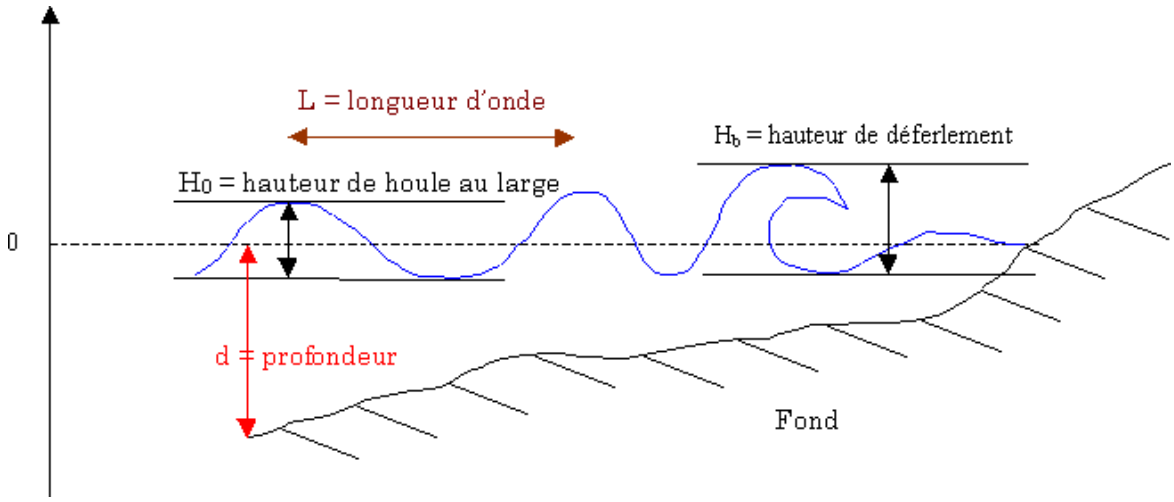
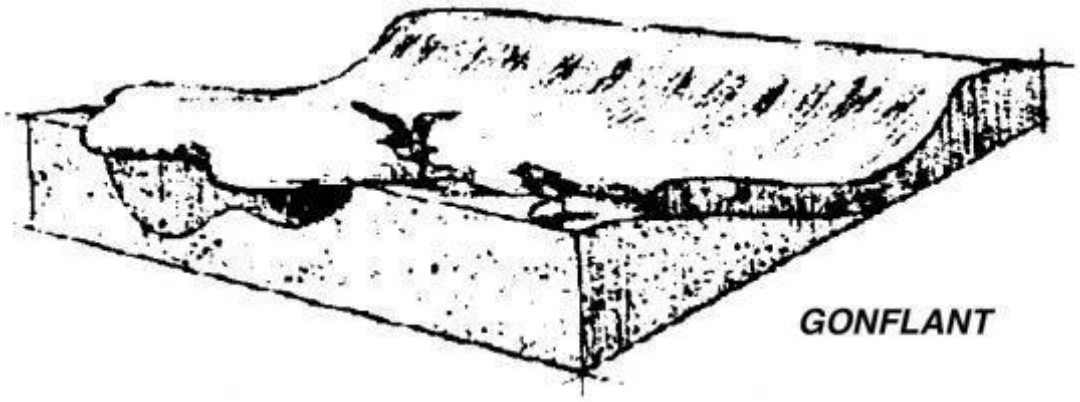


Figure 32 : Schéma du déferlement (Google image)

- **Type de déferlement**

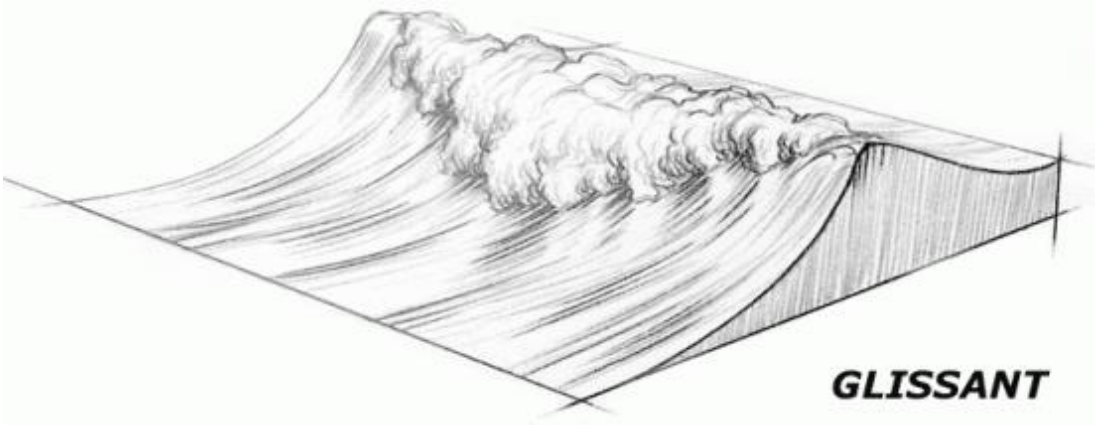
La forme d'un déferlement au voisinage du rivage dépend de la pente des fonds et des caractéristiques de la houle. On distingue le plus souvent trois types de déferlement. Le déferlement gonflant, le déferlement plongeant, le déferlement glissant

Gonflant : Par très fortes pentes et longue période.



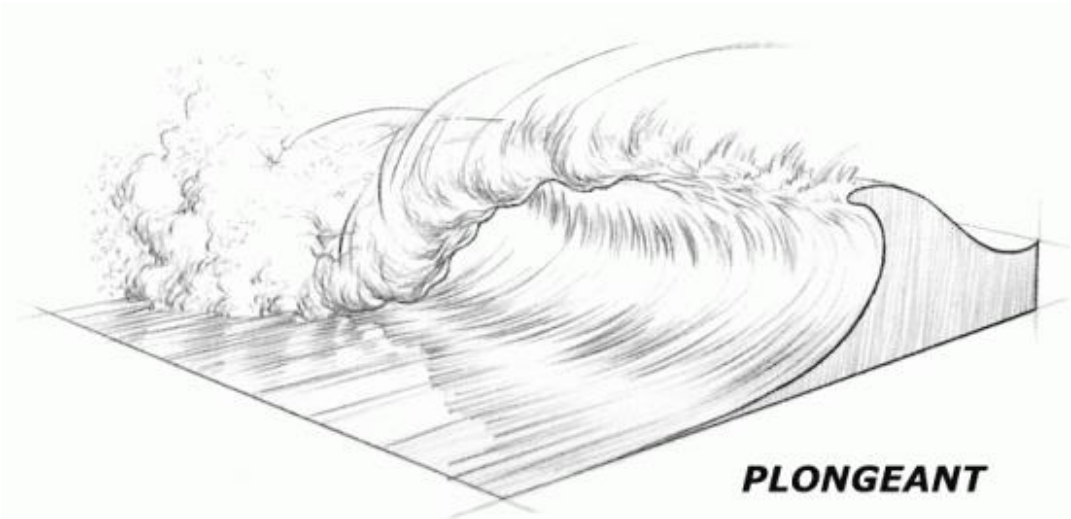
La transition entre l'eau profonde et peu profonde est brute, la vague gravit la plage avant que la crête puisse s'enrouler. Lors de ces déferlements le courant de retour des vagues est souvent important et potentiellement dangereux pour les baigneurs.

Glissant : Pente douce et régulière.



Les vagues commencent à se briser loin du rivage avec une crête à l'aspect mousseux qui s'accentue lors de la progression en laissant derrière une couche d'écume. Ces vagues libèrent lentement leur énergie. Ce sont celles avec le déferlement le plus long de manière générale. Le take-off est souvent le moins engagé, car la pente de la vague est douce. Parfois les vagues vont être considérées comme "molles", car en effet l'énergie étant continuellement libérée elle peut être trop faible pour permettre à un surfeur de glisser.

Plongeant :



Ce type de vagues est les plus propices à créer des tubes. La lèvre de la vague frappe verticalement l'eau et crée donc beaucoup de turbulence. La libération brutale de l'énergie explique pourquoi les canards sous de telles vagues sont souvent ceux qui, en plus d'effrayer le plus, sont ceux qui remuent le plus. Mais la pente et la période/hauteur de la houle au large ne sont pas les seuls paramètres influant sur le déferlement de la vague.

B- La marée

C'est la variation du niveau de la mer due à l'action gravitationnelle de la Lune et du Soleil. Parce que la lune gravite autour de la Terre et que le couple Terre-Lune gravite autour du Soleil, les forces gravitationnelles mises en jeu se combinent et modifient la surface déformable de l'océan. Bien que la Lune soit beaucoup plus petite que le Soleil, sa proximité fait qu'elle influe de façon prépondérante (2,5 fois plus que le soleil) sur les phénomènes de marées.

La marée est un mouvement périodique des niveaux de la mer et des acylations qui se manifestent à la cote par une acylation d'amplitude variable (0.3 à 15 m) et de période égale à la journée ou à la demi-journée. En Algérie elle est de 0.3 à 0.4 m.

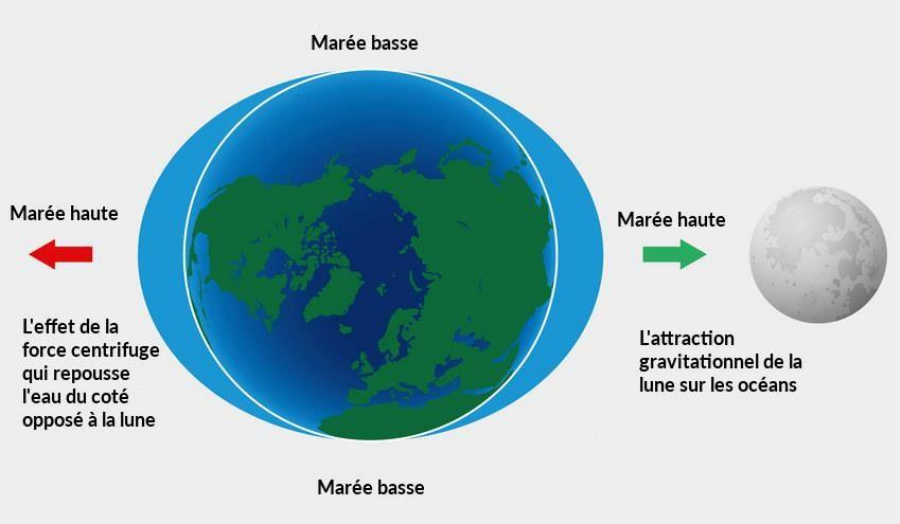


Figure 33 : Phénomène de la marée (Google image)

On appelle marnage, l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la basse mer et la pleine mer suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est le montant ; le niveau baisse pendant le perdant.

La variation du niveau de l'eau est accompagnée de courants de même période, appelés courants de marée, qui transportent les énormes masses d'eau déplacées par la marée. On appelle en général flot le courant correspondant au montant, et jusant le courant du perdant.

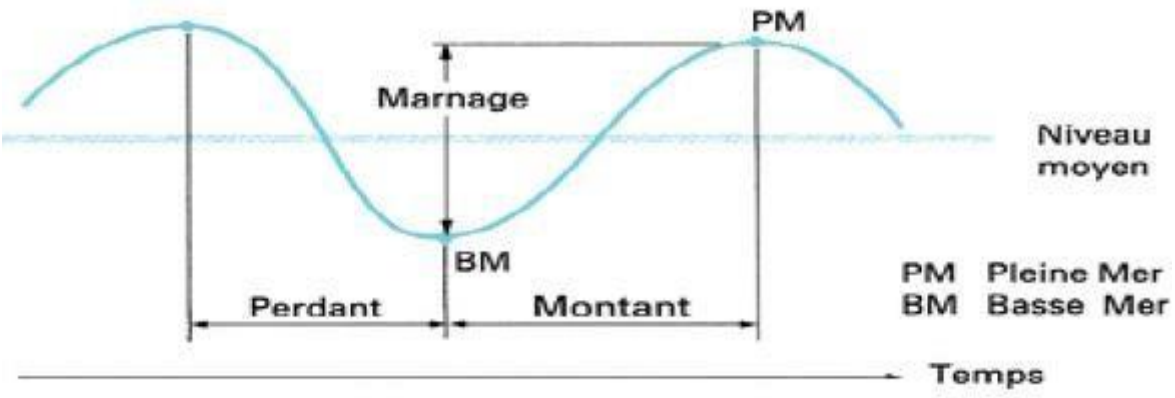


Figure 34 : Variation du niveau de la mer (Google image)

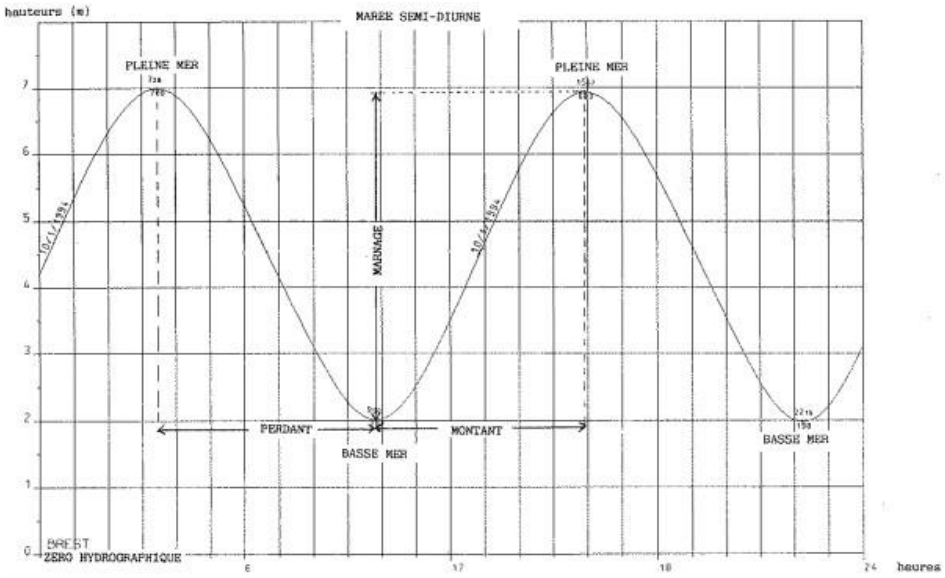


Figure 35 : Courbe de marée sur une quinzaine de jours

C- Les courants

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit.

Parmi les types de courants, on distingue (Chapon, 1984) :

- Les courants généraux ou planétaires.
- Les courants de marée.
- Les courants de houle.
- Les courants côtiers ou de débris.

a. Les courants généraux ou planétaires :

Les courants généraux sont formés par :

- Des forces extérieures au milieu marin (vent),
- Des forces internes au milieu marin (différences de salinité ou de température à l'intérieur de la mer).

Ils sont très importants, car ils déplacent des millions de mètres cubes d'eau à la seconde. Véritables fleuves marins d'eau chaude ou froide, ils sillonnent les océans. Ces courants sont mis en mouvement par les vents, puis leur direction est influencée par la rotation de la Terre. Ainsi, se forme plusieurs tourbillons dans chaque océan.

Les courants dus aux vents de tempête peuvent se superposer au mouvement de la marée, et produire d'importantes surélévations du niveau de la mer. C'est le phénomène de raz de marée bien connu sur les côtes du Japon, des Antilles, etc.

En raison de leurs faibles vitesses, les courants généraux ont le plus souvent une faible influence sur le régime des côtes, mais ils conditionnent les climats des régions côtières.

b. Les courants de marée :

Relativement faibles loin des côtes, peuvent atteindre des vitesses de plusieurs mètres par seconde près des côtes. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité.

Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure.

c. Les courants de houle :

Sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur). Leur importance décroit avec la profondeur.

Ils se dressent en trois (03) catégories :

- Courants littoraux.
- Courants de retour.
- Courants d'expression.

d. Les courants côtiers ou de débris :

Ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol.

8- Conclusion

Cette modeste revue bibliographique permet d'enrichir les connaissances théoriques et de donner un aperçu général sur des termes et des notions applicables dans les travaux maritimes.

Aussi les définitions relatives constituent une base de données pour pouvoir concevoir notre projet.

Chapitre 2
Présentation et données du projet

1- Introduction

Le port mixte de Dellys est utilisé pour la pèche et également pour le commerce.

Ce port a une importance régionale et même nationale, puisqu'il fait partie du rendement socio-économique du pays, de la croissance économique et de la stratégie nationale du développement économique de la pêche et des ressources halieutiques de l'Algérie.

Avant d'entamer l'aménagement de ce port, il est important de bien connaitre les caractéristiques du site et de recenser les informations suffisantes à savoir ; les données météorologiques, océanographiques, physiques ainsi que les statistiques concernant la flottille pour pouvoir déterminer, entre autres, les besoins en termes de linéaire de quai et de surface de terre-plein de ce port.

2- L'histoire de la ville de Dellys

Dellys, la Carthaginoise Rusuccuru (Cap des Poissons) et la Romaine Adyma, est une ville millénaire riche en histoire. En effet, elle a vu passer sur ses côtes une multitude de civilisations : Carthaginois, Romains, Dynasties arabo-berbères, Ottomans etc.

Fondée en 1068 par Mu'izz Ad-Dawla Ibn Sumadih, roitelet d'Almeria chassé de son royaume par les Almoravides, la Casbah de Dellys serait l'une des plus vieilles villes algériennes. Hélas, le séisme, ayant durement frappé la région en 2003, a considérablement endommagé ce patrimoine historique et culturel.

Une partie des remparts qui ceinturaient la ville sur près de 2 km, est encore visible. À noter qu'une sainte catholique est originaire de la région ; il s'agit de Sainte Marcienne de Dellys.



Figure 36 : Photo de l'époque de la ville de Dellys (Google image)



Figure 37 : Photo de la gare ferroviaire de 1910 de la ville de Dellys (Google image)

3- Situation géographique de la zone d'étude

Dellys est une commune algérienne située dans la wilaya de Boumerdès en Grande Kabylie, dans la daïra de Dellys.

Elle est le chef-lieu de la daïra homonyme. Cité phénicienne, puis romaine, puis islamique, la ville dispose d'une petite médina classée, qui a bénéficié d'un plan de restauration et de réhabilitation après le séisme de 2003.

Dellys est une ville côtière sur le littoral algérien, elle est un chef-lieu de commune situé à 51 km de la ville de Boumerdès, chef-lieu de wilaya, à 105 km à l'est d'Alger et à 40 km au nord de Tizi-Ouzou.

La commune est traversée par l'oued tizza. Dellys est située à quelques kilomètres de l'embouchure de l'oued Sebaou, à l'abri du Cap Bengut.

Le petit port de Dellys se trouve 100 km à l'est d'Alger, non loin de l'embouchure de l'oued Sebaou.

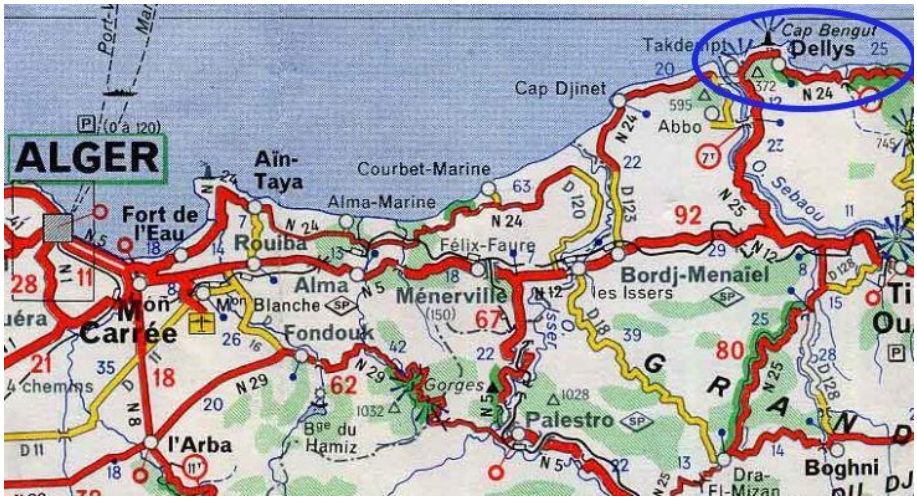


Figure 38 : Image montrant la localisation de Dellys par rapport à Alger (Google image)

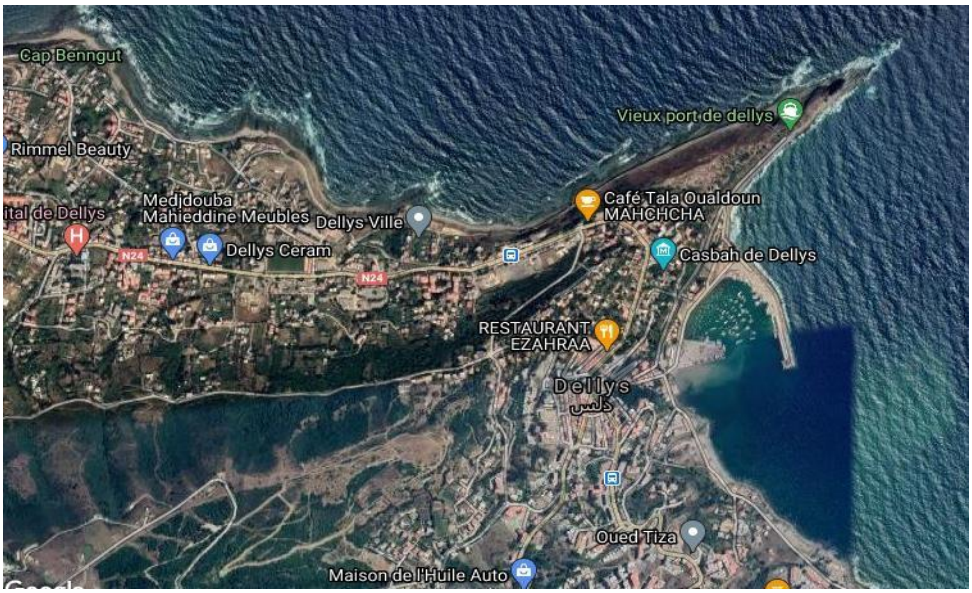


Figure 39 : Image satellite du site du projet (Google Earth)

4- Description du port de Dellys actuel

Dellys est une station estivale et dispose d'un petit port de pêche. Le port de Dellys a une capacité d'accueil globale de 100 embarcations de pêche. C'est un port mixte, utilisé également pour le commerce.

Position géographique : Longitude : 03° 55’ 10’’ Est, Latitude : 36° 55’ Nord.

Le port de Dellys s’étale sur une superficie de 4 à 5 hectares de terre -plein et une surface totale du plan d’eau de 6 ha.



Figure 40 : Image satellite du port de Dellys (Google image)

Les infrastructures et les superstructures du port ne sont pas nombreuses. A l'entrée principale on peut distinguer le poste de police sur la gauche. L'infrastructure la plus importante dans le port est l'assiette de terrains destinée pour l'entreposage des marchandises.



Figure 41 : Photo de l'ouvrage laissé par les français après l'indépendance (Google image)

Caractéristiques du port

- **Surface de terre-plein**

Une superficie de 4 à 5 ha.

- **Surface du plan d'eau**

Une superficie de 6 ha.

- **Ouvrages de protection :**

Le port est abrité par une jetée principale de 460 ml de longueur et d'un môle de 130 ml. Il est relativement bien abrité**.**

- **Ouvrages d'accostage :**

La longueur totale des ouvrages d'accostage est de 393 ml.
La profondeur en pied des quais varie de 2 à 5 m**.**

- **Ouvrages et équipements de réparation navale** :

Le port dispose d'une cale de halage non équipée pour la mise à sec des petites embarcations.

- **Superstructures :**

Les superstructures existantes au niveau de ce port sont constituées par :

- Un bloc administratif de 200 m2 occupé par l'EPAL.
- 71 cases pêcheurs**.**
- Une fabrique de glace de 10T/j appartenant (l'ex ENAPECHE).
- Un poste pour l'avitaillement en carburant.
- Une conserverie à l'arrêt.

- **La capacité d'accueil d'embarcations du port de Dellys:** est de

Thoniers	1 unités
Petit métiers	171 unités
Chalutiers	13 unités
Sardiniers	41 unités

- **Délimitation du domaine portuaire :**

Le domaine portuaire est défini et clôturé.

- **Réseaux divers :**

Les réseaux d'AEP, d'électricité d'éclairage public, existent.

- **Accès routier :** Le port de Dellys est pourvu d'un accès routier le reliant au centre-ville.



Figure 42 : Image illustrant la jetée du port de Dellys (Google image)

5- Description du projet

Depuis plusieurs années, le port mixte de Dellys est confronté à un problème de surcharge, sachant que sa capacité d'accueil ne dépasse pas les 200 embarcations.
Ce dernier ne peut plus accueillir de nouveaux bateaux.

Une extension est prévue pour répondre aux besoins et aux exigences du port.
Cette extension consiste à la réalisation de nouveaux quais destinés aux petites embarcations (thoniers, sardiniers, chalutiers, petits métier,…), et aux bateaux commerciaux de grand calibre (porte conteneur, céréalier, général cargo, ferry/RoRo).



Figure 43 : Image d'un vraquier (Google image)



Figure 44 : Un porte conteneur de 400m de long (Google image)

Le terre-plein du port se verra également étendu par une surface supplémentaire de 25 hectares destinée à l'exploitation commerciale et à différents investissements liés au secteur.

6- Sismicité de la zone

En Algérie, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne.

Cette tectonique littorale active est à l'origine de la surrection de la côte, comme cela fut le cas lors du dernier séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, où le soulèvement cosismique a été estimé en moyenne à 0,50 m.

A- Historique de la sismicité en Algérie

Au cours de son histoire, l'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui ont généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes.

Tableau 2 : Principaux séismes d'Algérie (1365–2005) (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317#tbl002)

Lieu	Date	*I*/M	M	Victimes
Alger	03/01/1365	X		Plusieurs
Alger	10/03/1673			
Mitidja	03/02/1716	X		20 000
Oran	09/10/1790	X		2000
Blida	02/03/1825	X		7000
Djidjelli	22/08/1856	X		–
Aurès	16/11/1869	IX		30
Gouraya	15/01/1891	X		38
Aumale	24/06/1910	VIII	6,6	81
Orléansville	09/09/1954	X	6,7	1243
El Asnam	10/10/1980	X	7,3	2633
Constantine	27/10/1985	VIII	6,0	10
Tipaza	29/10/1989	VIII	6,0	22
Boumerdes–Alger	21/05/2003	X	6,8	2300

B- Les zones sismogènes de la région nord

La région Est d'Alger :

Le récent séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (Mw : 6,8) est l'expression de la sismicité parfois importante qui se manifeste dans cette région. Ce séisme a permis de mettre en évidence, et ce pour la première fois, l'activité de la faille marine de Zemmouri , longue de près de 50 km, localisée entre Dellys et Boudouaou el Bahri et de direction NE–SW (faille F6). La cartographie détaillée de cette faille, réalisée récemment par la campagne marine Maradja, ainsi que les investigations sur la partie continentale montrent que la faille de Zemmouri se rattache au système de failles de la bordure sud de la Mitidja par la faille de Reghaia, de direction nord–sud (faille F7).

Ce séisme a permis par ailleurs de démontrer que le niveau de sismicité de la région marine algérienne peut parfois être important.

Tableau 3 : Caractéristiques géométriques des principales sources sismogènes de l'Algérie du Nord pour la zone de la Kabylie (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317#tbl002)

Zone	Région	Nom de la faille et	Type de faille	Longueur totale (km)	Longueur de la rupture (km)	Pendage de la faille (degrés)	Taux de déplacement (mm an $^{-1}$)
Zone Kabyle		Faille de la Soummam (F7)	Inverse à pendage nord	>120	35	55	0,70

NB : Les caractéristiques géométriques des principales sources sismogènes de l'Algérie du Nord est reportée en **annexe 1.**

D'après la figure ci-dessous on peut constater que la zone de Dellys est classée « Zone 3 ».

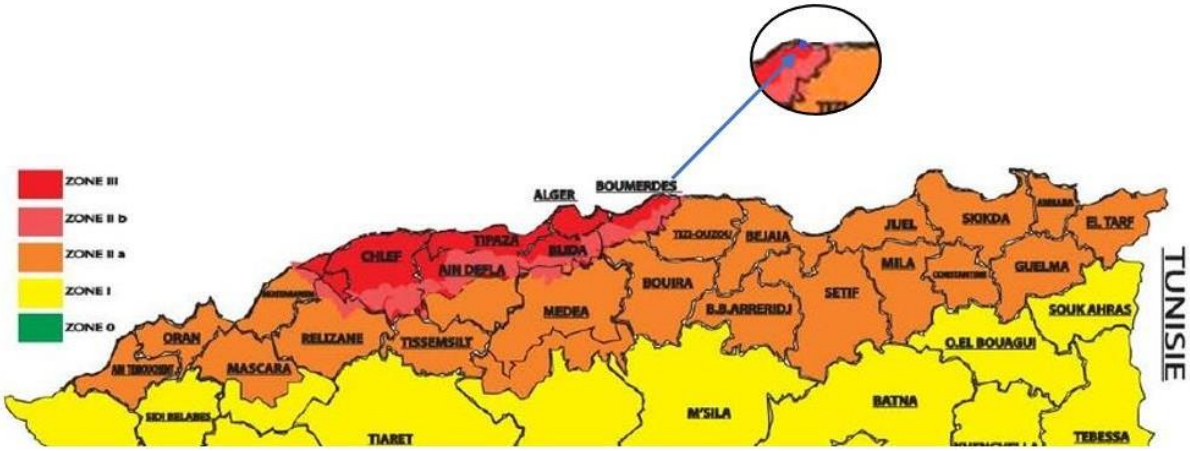


Figure 45 : Classification de la sismicité du nord Algérien (Google image)

7- Données météo-logique et océanographique du projet

A- Climat et température

La pluviométrie est irrégulière et varie entre 500 et 1 300 mm/an avec une pluviométrie moyenne égale à 900 mm/an. En été, les pluies sont moins importantes qu'elles ne le soient en hiver.

Le climat à Dellys est chaud et tempéré, de type méditerranéen.

La température diminue durant la période qui s'étale de Décembre à Février, pendant laquelle on enregistre des moyennes allant de 11 à 13 °C, tandis qu'elles augmentent pendant les mois allant d'Avril à Septembre avec des températures moyennes variant de 15 à 26°C.

Les amplitudes thermiques annuelles sont en général faibles dans la wilaya ; ceci étant dû à la proximité de la mer. La température moyenne est de 17.5° près de la côte et de 25° à l'intérieur des terres.

Tableau 4 : Données climatiques de la ville de Dellys (Source climate-data.org)

Données climatiques à Dellys .

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai	juin	jui.	août	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	8,5	8	10	11,9	14,7	18,4	21,6	22,5	20	17	12,5	9,7	
Température moyenne (°C)	11,1	11	12,9	15	17,8	21,7	24,9	25,6	23	20	15	12,2	17,5
Température maximale moyenne (°C)	13,8	13,8	15,8	17,7	20,5	24,6	27,8	28,6	25,9	23	17,8	14,9	
Précipitations (mm)	132	101	79	66	49	8	2	5	35	72	137	137	823

B- Vent

Grace aux données de l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et celles de MEDATLAS.

Nous avons pu conclure pour la ville de Dellys qu'il existe une prédominance des vents provenant des directions Est-Nord-Est et Ouest-Sud-Ouest, avec des vitesses maximales qui atteignent 20m/s pour les directions comprises entre 240° et 270°N. Aussi pour les directions comprises entre 45° et 90°N on observe des vitesses de vent qui atteignent 16 m/s.

Les résultats de l'étude ont représenté les directions les plus prédominantes des vents dans la figure suivante.

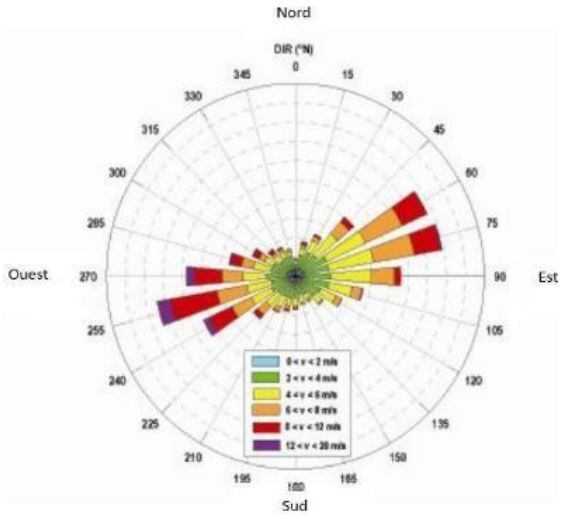


Figure 46 : Direction de prédominance des vents (Google image)

C- Houle au large

L'analyse de la houle au large est basée sur les observations faites par :

- L'US NAVAL Weather Service Command du manuel Summary of Synoptic Meteorogical Observations (SSMO).

- L'institut Hollandais de météorologie (KNMI) qui a fait ses données avec des navires au large.
- Mesures effectuées par l'Institut Danois d'Hydraulique (IDH) de 1973 à 1975.
- Enregistrements effectués au port de Dellys de 1980 à 1981.
- Mesures effectuées au port d'Alger de 1953 à 1959.

Tableau 5 : Statistique de la houle au large

Source		SSMO		KNMI	RIBES	IDH
Lieu		Bateaux		Bateaux	Alger	Issers - Dellys
Durée		1963 - 1970		1961 - 1980	1953 - 1959	1973 – 1975 1980 - 1981
Secteur		Nord	Nord - Est	Nord-Ouest 305° - 355 °	Toutes directions confondues	Toutes directions confondues
Amplitudes (m)	H_{1an}	/	/	4.6	/	1.70
	H_{2ans}	4.30	4.30	5.20	5.25	5.25
	H_{5ans}	5.20	5.15	6.40	6.20	6.10
	H_{10ans}	5.80	5.70	7.20	6.90	6.70
	H_{20ans}	7.20	6.90	7.90	7.55	7.20
	H_{50ans}	7.80	7.40	8.90	8.50	8.0
	H_{100ans}	/	/	9.70	9.20	8.70

D- Courant

La côte algérienne se caractérise par des courants qui se dirigent de l'Ouest vers l'est avec une vitesse avoisinant les 1m/s ces derniers ne constituent pas une contrainte pour les ouvrages de protection.

E- Marée et niveau marin

En Méditerranée, l'amplitude de la marée est généralement faible. Celle-ci présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire et elle est le plus souvent masquée par la surélévation ou l'abaissement du niveau de l'eau, qui est engendrée par des variations de conditions climatologiques.

En moyenne, la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm et celle de la nouvelle lune est de 5 à 15 cm. D'autres phénomènes astronomiques peuvent se superposer à cet effet tel que la pression atmosphérique.

De forts vents marins locaux peuvent par l'action directe sur la surface de la mer, entraîner au rivage un gonflement du plan d'eau. Le niveau de la surface de la mer pourrait ainsi atteindre une surélévation maximale de 1 m environ, du fait des phénomènes ci-dessus.

8- Données géologiques

D'après le laboratoire des études maritimes, le site de Dellys est formé essentiellement de l'unité tellienne sur laquelle repose en discordance le Miocène post nappe qui correspond à la limite Est du site. Ce Miocène est gréseux. Il occupe aussi les alentours de Takdempt et recoupe perpendiculairement les structures plus anciennes (Raymond, 1966).

Les ensembles lithologiques distingués de la région sont :

- **Les massifs anciens :** sont essentiellement métamorphiques composés de terrains schisteux et gneissiques d'âge anti-primaire et primaire, ils sont localisés au Sud et Sud Ouest de Thénia.
- **Le haut fond berbère** : il comprend :

La chaine calcaire ou dorsale Kabyle.
L'Oligocène Kabyle : il est composé de schistes, grès et sables argileux.
Socle d'origine éruptive constitué de granites, granodiorites, andésites d'âge miocène.

- **L'oligocène à faciès Numédien :** il renferme des normes argilo-schisteuses à intercalations de petits bancs de quatrzite, grés et calcaires. Ces terrains recouvrent les rives de l'Oued Sébaou.
- **Les flyschs crétacés :** sont d'origines allochtones, dont la mise en place s'est effectuée au cours du miocène inférieur, ces flyschs correspondent à ne série monotone dans laquelle alternent essentiellement des niveaux d'argiles schisteuses et des grés.
- **Les formations post-nappes :** englobent :

L'oligo-miocène : composé de grès et de conglomérats.
Le pliocène : sablo-argileux au niveau des rives de Oued Isser.

- **Le quaternaire alluvionnaire :** dans les lits des oueds ainsi que dans les zones de basse altitude et sableuse le long de la côte littorale constituent un cordon dunaire qui borde la côte.

Sur le plan physique, le relief de cette région est peu accidenté et boisé, il est formé de deux grands ensembles géographiques constitués du Nord au Sud par :

Une concentration en majorité de plateaux et de plaines, soit 55% de la superficie totale de la commune, caractérisés par des pentes faibles de 0 à 5%.

Au sud 45% de montagnes à pentes raides de 15 à 25.

NB : La carte géologique du site est reportée en **annexe 2.**

La lithologie de cette zone est formée de sable plus au moins argileux de différentes grosseurs au niveau des Oueds et des ravins. Cette structure d'argiles Numédiènnes forme une épaisse couche imperméable recouverte de grès à la base desquels se forme la nappe aquifère.

9- Données physiques

A- La topographie

Un levé topographique du site a été fait en tenant compte de la ligne de cote et la plage ainsi que les habitations et les ouvrages se trouvant aux alentours.

B- La bathymétrie

La campagne de bathymétrie a été faite en parallèle avec la topographie pour permettre par la suite de faire l'étude de réfraction de la houle et dégager le meilleur positionnement des ouvrages de protection.

NB : Le levé bathymétrique est reporté en **annexe 3.**

C- La géomorphologie

Des sondages à la lance ont été réalisés tout en mesurant l'épaisseur de la couche meuble ainsi que des prélèvements à l'aide de la benne VAN VEEN pour pouvoir déterminer la nature du sol. Les résultats ont montré que le sol est constitué de 41 % de roches naturelles et de 59 % de sable où ce dernier est formé de couche de 0.2 m à 1.80 m d'épaisseur.

NB : Les résultats des sondages et prélèvements sont reportés en **annexe 4.**

10- Conclusion

L'analyse des différentes données du projet collectées au préalable, et inscrites ci-dessus vont servir à tracé les grandes lignes pour dégager les différentes variantes possibles d'aménagement de l'extension du port de Dellys.

Chapitre 3

Etude de la réfraction de la houle

1- Introduction

L'objectif de l'étude de réfraction de la houle est l'exploitation des données de la houle au large pour déterminer ses caractéristiques à la cote.

Lorsque la houle arrive près des côtes, les crêtes des vagues (lignes de phase) ont tendance à s'aligner avec les lignes d'iso-profondeur (isobathes). Ce phénomène de réfraction se généralise à toutes les ondes qui se propagent dans un milieu inhomogène lentement variable.

La propagation de la houle entre le large et la cote, étudiée avec le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) est basée sur les données bathymétriques obtenues des cartes nautiques du SHOM ainsi que le levé bathymétrique réalisé sur terrain.

Les résultats de l'étude de la réfraction de la houle serviront de données d'entrées au calcul du transit sédimentaire et pour le dimensionnement des ouvrages maritimes.

2- Principe de calcul de la réfraction de la houle

L'étude de la réfraction de la houle a pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir les caractéristiques de la houle à la côte.

Connaissant la climatologie au large, il est possible d'établir une statistique de la houle au large. Cette statistique est ensuite propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfert calculées suivant la bathymétrie représentée suffisamment au large, dans les fonds où les houles ne sont pas réfractées. Le coefficient de réfraction est défini de la manière suivante :

Kr =Hs local /Hs large

Les calculs de réfraction de la houle entre le large et la côte sont effectués par le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) pour différentes conditions de houle au large (hauteur, période et direction). Le logiciel modélise la propagation de la houle en prenant notamment en compte les phénomènes de :

- Réfraction, sur les fonds et autour des ouvrages.
- Frottement sur le fond.
- Déferlement.

3- Modèle Swan

La propagation de la houle entre le large et la côte est étudiée avec le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) ou autres. Elle est basée généralement sur les données bathymétriques obtenues des cartes nautiques du SHOM ainsi que la bathymétrie réalisée sur terrain.

Le modèle SWAN est un modèle mathématique numérique de propagation (par réfraction induite sur les fonds) et de génération de la houle du large vers la côte. Il permet de

calculer les fonctions de transfert entre le large et la côte et donc de connaître l'état de mer local à partir de l'état de mer au large.

Les résultats du modèle permettent d'établir, pour les cas de calculs réalisés, les variations en direction, longueur d'onde et hauteurs significatives.

4- Données de base

A- Données Bathymétriques

La campagne de bathymétrie a été faite en parallèle avec la topographie pour permettre par la suite de faire l'étude de réfraction de la houle et dégager le meilleur positionnement des ouvrages de protection.

NB : Le levé bathymétrique est reporté en **annexe 3.**

B- Données de la houle au large

La propagation de la houle entre le large et la côte est étudiée avec le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT).

Nous sommes arrivés à déterminer les directions principales des houles peu réfracter selon leur période de retour, hauteur significative et angle d'arrivé. La carte et les profils bathymétriques sont reportés en **annexe 3.**

On présente dans les tableaux qui suivent les résultats de l'étude de la réfraction de la houle à la côte.

Tableau 6 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle à –10m

Direction en degré	Période en (s)	Amplitude de la houle au large Hs (m)	Amplitude de la houle en (m) à -10 m	Angle d'arrivée (degré)	Coefficient de réfraction Kr à -10
N360°	6	1	0.63	18	0.63
N360°	8	2.67	1.72	23	0.64
N360°	10	4.92	3.25	26	0.66
N65°	6	1.09	0.97	62	0.89
N65°	8	2.56	2.24	59	0.87
N65°	10	5.05	4.44	57	0.87
N45°	6	1.09	0.96	47	0.88
N45°	8	2.56	2.2	46	0.86
N45°	10	5.05	4.28	46	0.84
N90°	6	1.06	0.87	81	0.82
N90°	8	2.53	2.06	74	0.81
N90°	10	6.52	5.16	69	0.79

Tableau 7 : Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle centennale

Direction en degré	Période de retour	Hs au large (m)	-20 m		-15 m		-10 m		-5 m	
			Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr
N 360°	100 ans	8.5	6.59	0.77	5.76	0.67	5.42	0.63	3.83	0.45
N 65°	100 ans	8.08	7.38	0.91	7	0.86	6.07	0.75	4.04	0.5
N 45°	100 ans	8.08	6.96	0.86	6.52	0.8	5.8	0.71	3.91	0.48
N 90°	100 ans	6.62	6.55	0.99	6.18	0.93	5.52	0.83	3.79	0.57

5- Interprétation des résultats

Les houles annuelles de direction N360° sont très réfractées, elles perdent environ 40% de leur énergie.

Ces dernières présentent une déviation maximale de 26 °. Les houles de direction N65°et N45° ont des coefficients de réfraction assez proche et conservent leurs énergies. Les

houles de secteur N90° sont un peu plus réfractées par rapport aux houles de direction N45° et N65° et perdent environ 20 % de leur énergie.

Les houles de secteur Ouest n'ont pas été prises dans notre étude car le site semble protégé par le cap en forme de pic situé à l'Ouest.

Pour les houles centennales, celles de direction N360° sont très réfractées. Celles de direction N45° et N65° ont presque les mêmes coefficients de réfraction. Les houles de direction N90° conservent leurs énergies et présentent les plus forts coefficients de réfraction. On remarque que les houles N90° et N65° sont les plus énergétiques. Les houles de direction N65° ont les plus fortes amplitudes.

Il en ressort de cette analyse que les houles de directions N90° et N65° sont défavorables pour les futurs ouvrages de protection.

6- Estimation du transit sédimentaire

L'estimation du transit sédimentaire est réalisée par un calcul manuel en utilisant la formule du LCHF suivant :

$$Q = \frac{K}{C} \times g \times H_s^2 \times T \times t \times f(\alpha).$$

Cette formule prend en compte plusieurs paramètres, ce qui fait sa fiabilité pour estimer le transite sédimentaire, ces paramètre sont :

- Q : Volume de sable transporté (m3) ;
- K : coefficient de transport du sédiment (2.5 10^{-6});
- g : l'accélération de la pesanteur (en m/s²) ;
- C : cambrure de la houle (0.03) ;
- Hs : amplitude significative de la houle (en m) ;
- T : période de la houle (en secondes) ;
- f (α) : fonction de l'obliquité " α " de la crête de la houle avec la côte ;
- t : durée d'action de la houle (en secondes).

Le coefficient k pour des sables fins à moyens (d50 de 0,2 à 0,5 mm) varie de 2,5 à 5,0 10-6 ; pour un sable de diamètre supérieur à 0,5 mm le coefficient k peut s'exprimer par la relation suivante :

k = 1,8 10-6 d-1/2 avec d, diamètre en mm.

L'utilisation de cette formule conduit à définir :

- Le bilan énergétique annuel de transport caractérisé par : Hs2. T. t.
- La fonction f (α) liée à l'obliquité de la houle f (α) = sin [7/4 (α)].

Dans ce qui suit seront présentés le calcul du bilan énergétique annuel et l'estimation du transit sédimentaire.

7- Données utilisées

Les données nécessaires à l'établissement du transit sédimentaire proviennent des résultats de l'étude de réfraction de la houle réalisée dans le cadre de cette étude et sont obtenus par extraction de dix-neuf (19) points au niveau de l'isobathe de 10 m à partir du modèle SWAN.

Les coordonnées des points d'extraction ainsi que leur positionnement sont représentés sur la figure et tableau ci-après.

N° point	X (utm)	Y (utm)	Profondeur (m)
34	582101	4086566	
35	581944	4086377	
36	581833	4086128	
37	581867	4085938	
38	581906	4085728	
39	581813	4085596	
40	581905	4085402	
41	581969	4085366	
42	582104	4085206	
43	582169	4085208	-10
44	582211	4085140	
45	582366	4085092	
46	582560	4085074	
47	582700	4085114	
48	582827	4084947	
49	582954	4084952	
50	583156	4084805	
51	583349	4084785	
52	583620	4084660	

Tableau 8 : Coordonnées des points d'extraction

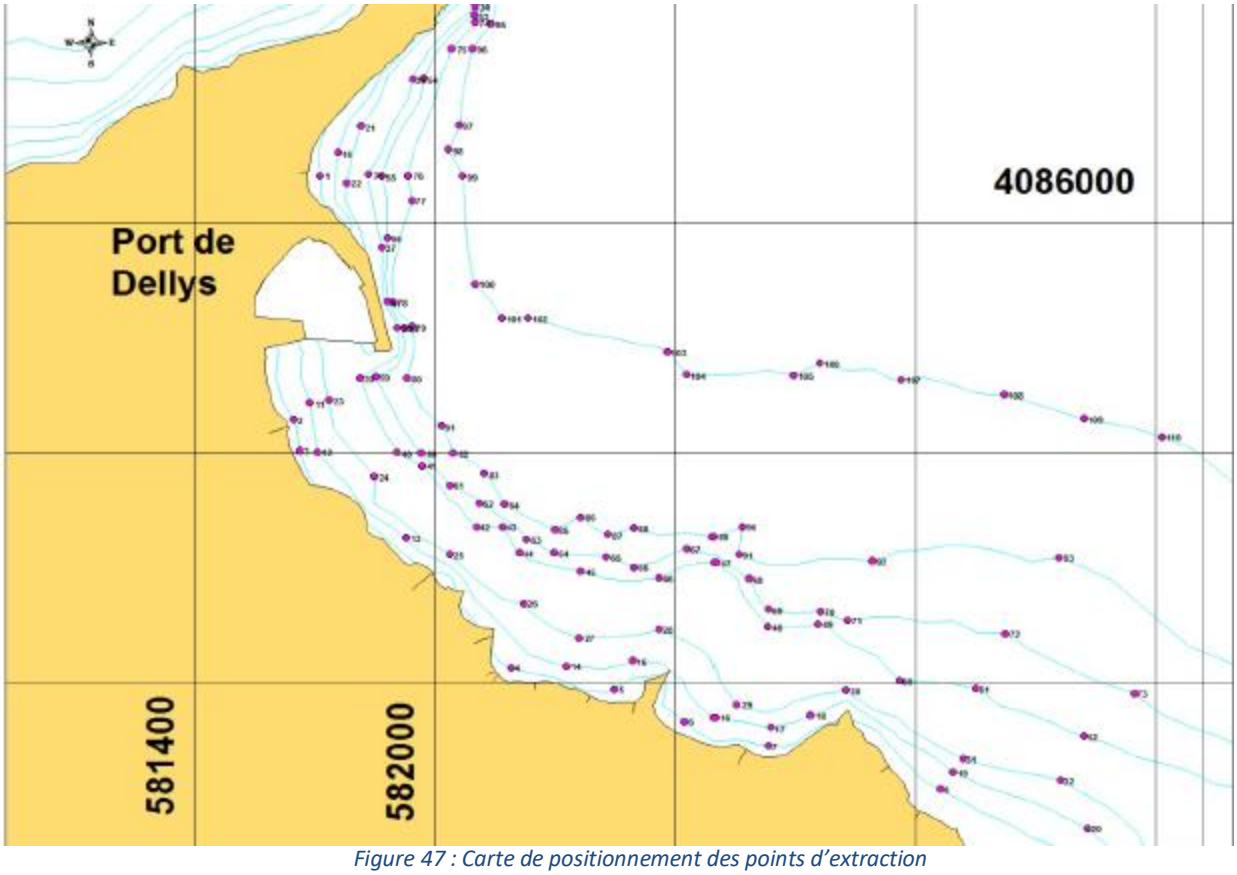


Figure 47 : Carte de positionnement des points d'extraction

Les résultats de réfraction de la houle à partir du modèle SWAN sont moyennés comme suit :

Direction	360°N			45°N			90°N		
Période (s)	Hs (m)	T (s)	Angle d'arrivée θ°	Hs (m)	T (s)	Angle d'arrivée θ°	Hs (m)	T (s)	Angle d'arrivée θ°
6	0.96	5.71	47	0.63	5.71	18	0.87	5.71	81
8	2.20	7.99	46	1.72	7.99	23	2.06	7.99	74
10	4.28	10.37	46	3.25	10.37	26	5.16	10.37	69

Tableau 9 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période

8- Calcul du bilan énergétique annuel

* Calcul de la durée d'action de la houle « t »

Le temps "t" est donné par la relation suivante :

$t = [\ 365\ j\ \ x\ 24\ H\ x\ 3600s\ x\ f\ (\%)\ ]\ /\ 100$

Avec f (%) fréquence d'observation

Direction	360°N		45°N		90°N	
Période (s)	*f* (%)	t	*f* (%)	t	*f* (%)	t
6	7.52	2371507,2	17.02	5367427,2	22.22	7007299,2
8	0.94	296438,4	1.21	381585,6	0.91	286977,6
10	0.09	28382,4	0.11	34689,6	0	0

Tableau 10 : Récapitulatif de la fréquence d'observation et de la durée d'action de la houle

Direction	360°N	45°N	90°N
Période (s)	$(H_S)^2$. T. t (m^2s^2)	$(H_S)^2$. T. t (m^2s^2)	$(H_S)^2$. T. t (m^2s^2)
6	2371507,2	5367427,2	7007299,2
8	296438,4	381585,6	286977,6
10	28382,4	34689,6	0
Total	29334986,96	24983629,07	40015206,37
Total Général : Hs^2. T. t = 94 333 822,41 m^2s^2			

Tableau 11 : Récapitulatif du bilan d'énergie annuel par direction et par période

Le bilan énergétique annuel est estimé à **94.106 m2s2**

9- Calcul du transit sédimentaire

* Calcul de l'angle "α" angle que fait la

crête de la houle avec la côte

$f\ (\alpha) = sin(7/4\ x\ \alpha)$

Direction	360°N		45°N		90°N	
Période (s)	α°	f (α)	α°	f (α)	α°	f (α)
6	18	0,52	11	0,33	45	- 0,98
8	23	0,41	10	0,30	38	- 0,92
10	26	0,30	10	0,30	33	- 0,85

Tableau 12 : Récapitulatif du calcul de l'angle « α » et de la fonction f (α)

Direction	360°N	45°N	90°N	Total par période Q (m³/an)	
Période (s)	Q (m³/an)	Q (m³/an)	Q (m³/an)		
6	5 346,90	3 288,55	-24 356,40	8 635,44	-24 356,40
8	3 898,23	2 224,08	-7 317,13	6 122,31	-7 317,13
10	1 329,45	936,92	0,00	2 266,36	0,00
T/direct	10 574,58	6 449,55	-31 673,53	17 024,12	-31 673,53
Total général = 48 697,65 (m³/an)					

Tableau 13 : Récapitulatif du transit sédimentaire par période et par direction

Ouest (+) 17 024,12 m3/an ***-31 673,53 m3/an (-) Est***

Le volume résultant des sédiments pouvant être déplacés de l'Est vers l'Ouest serait de **14 700 m3/an.**

Rappel : *par convention le signe* ***(+)*** *correspond à un transport Ouest ==> Est et le signe* ***(-)*** *correspond à un transport Est ==> Ouest.*

10- Conclusion

L'étude de la réfraction de la houle et du transit sédimentaire pour chaque ouvrage maritime est primordiale car elle permettra de définir la houle à la côte (houle de projet), ainsi que le volume des sédiments transporté, qui sont indispensables pour le choix des aménagements d'extension, et aussi pour le calcul des ouvrages de protection.

Les données collectées au préalable, et inscrites ci-dessus vont servir à tracer les grandes lignes pour dégager les différentes variantes possibles pour l'aménagement du port.

Chapitre 4

L’étude Avant-projet sommaire APS

1- Introduction

L'établissement des variantes d'aménagement du port mixte de Dellys doivent répondre aux besoins de pêche de la région d'une part et des exigences de l'étude du trafic de la partie commerciale d'autre part.

Sur la base des résultats des reconnaissances générales faites dans les chapitres ci-dessus, différentes variantes d'extension seront proposées, et par la suite et à travers une analyse multicritère, on ne retiendra qu'une seule variante pour enfin la pré-dimensionner dans la phase Avant-Projet Détaillé.

2- Le plan de masse du port

Le choix du plan de masse est une étape importante pour accompagner la configuration répondant aux hypothèses de calcul.

La mise au point d'un plan optimal et économiquement rentable à partir des impératifs d'exploitation a souvent eu lieu au cours des phases préliminaires d'un projet, et elle est d'une importance capitale pour le résultat final.

3- Principes d'établissement des variantes d'aménagement

Les deux de variantes présentées répondent aux besoins exprimés en postes à quai et surfaces de terre-pleins. Soit l'ensemble des infrastructures nécessaires pour la réception, le débarquement et la commercialisation des produits, l'accostage et l'amarrage des différents types d'embarcations, la réparation des unités des bateaux, ainsi que l'avitaillement en fuel et carburant.

Pour le tracé du plan de masse les critères d'exploitation et de conception suivants seront pris en compte :

A- Critères d'exploitations

Pour choisir le tracé du plan de masse, il faut prendre en compte plusieurs impératifs d'exploitation tel que :

- Influence de la nécessité de protéger les postes à quai ; respect du critère de franchissement.
- Influence de la nécessité de protéger le chenal d'accès ; respect du critère de diffraction.
- Influence de la nécessité de réduire les coûts de maintenance et de dragage ; critère d'accessibilité.
- Effet de la configuration du port sur les sections transversales de la digue ; critère Technicité.
- Effet du type de section de digue sur les considérations économiques ; critère de disponibilité de matériaux.
- Le tracé géométrique de la digue doit tenir compte de la direction de la houle. Celle-ci ne doit pas heurter la digue sous un angle de 90° si c'est possible ; critère géométrique.

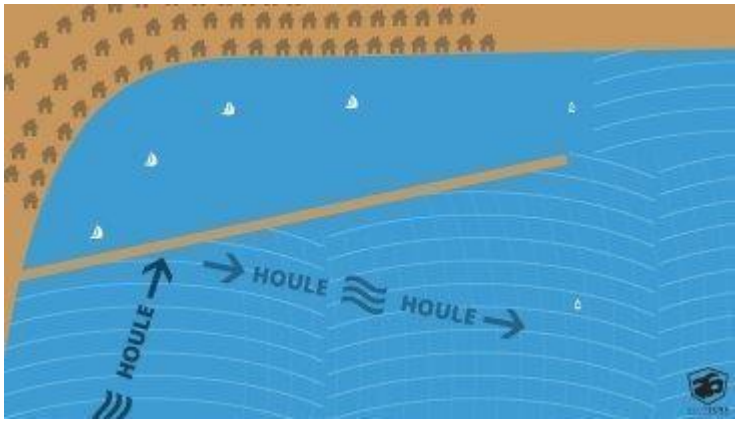


Figure 48 : Image illustrant la houle heurtant une jetée (Google image)

B- Critères de conception

Des critères de conceptions sont aussi pris en compte pour pouvoir tracer le plan de masse :

a. **Pour la configuration générale :** L'établissement des variantes d'aménagement se feront sur la base des données relatives aux besoins.

Mais aussi assurer :
- Une protection optimale en termes de stabilité des ouvrages de protection projetés Contre l'action de la houle.
- Une agitation admissible garantissant aussi bien la sécurité des ouvrages et des embarcations que le confort des usagers.

b. **Pour la configuration intérieure :**

- L'implantation des ouvrages d'accostage de manière à assurer une bonne accessibilité à partir des terre-pleins.
- Une meilleure régularité et une bonne répartition des surfaces derrière les quais,
- Un minimum de volume de dragage.
- La cale de halage doit être dans un endroit abrité et bien placée de sorte à ce que les surfaces de terre-pleins soient accessibles.
- Un nouveau plan d'eau d'une superficie assez conséquente, permettant aux différentes embarcations, d'effectuer aisément les manœuvres d'évitage.

4- Données relatives aux besoins

A- Caractéristique de la flottille projetée jusqu'en 2030

- **Pour la pêche** : dans le cadre de la présente étude, la Direction des Travaux Publics a transmis la flottille de pêche existante actualisée avec des projections prévues pour l'année 2030. Ces dernières sont données dans le tableau suivant.

Tableau 14 : Flottille de pêche du port de Dellys pour l'année 2030

Type d'embarcations	Nombre	Dimensions (m)		
		Longueur	Largeur	Tirants d'eau
Thoniers	3	25 à 32	6 à 8	4 à 6
Chalutiers	13	15 à 25,5	5,5 à 7,5	3 à 4
Sardiniers	41	10 à 22	3,4 à 6	2,5 à 3
Petits métiers	171	4,8 à 10	1,7 à 4	0,6 à 1
Total	228			

- **Pour le commerce :** la flottille commerciale est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Synthèse des besoins de commerce du port de Dellys pour l'année 2030

Type d'embarcations	Nombre	Dimensions (m)		
		Longueur	Largeur	Tirants d'eau
Porte Conteneur	02	184	28,7	10
Céréalier	01	181	27	10,6
Marchandises divers	03	161	24,9	9
Ro-Ro	01	121	19,4	6

B - Besoins pour l'aménagement

Pour aménager un port on a besoin de donnée concernant les profondeurs liées aux embarcations. Ces données sont reportées dans le tableau suivant.

Tableau 16 : Les profondeurs liées aux embarcations du projet.

	Type d'embarcations	Tirants d'eau	Assiette	Vague	Pied de pilote	Plus basse mer	Profondeur
Pêche	Thonier	5	0,15	0,15	0,25	0,45	6
	Chalutier	3	0,15	0,15	0,25	0,45	4
	Sardinier	3	0,15	0,15	0,25	0,45	4
	Petit métiers	1	0,15	0,30	0,55	0,45	2,5
Commerce	Conteneur	10				0,45	12
	Céréalier	10,6				0,45	12
	Marchandise divers	9				0,45	10
	Ro-Ro	6				0,45	8

C - Schéma d'aménagement

Besoins en linéaire de quai et d'appontement.

Afin de permettre une utilisation optimale des linéaires disponibles il est retenu un amarrage en perpendiculaire ; selon les différents types d'embarcation.

Les largeurs des gabarits considérées par type d'embarcation et les linéaires d'amarrages nécessaires sont reportées dans le tableau suivant.

Tableau 17 : Linéaire des différents quais pour les embarcations du projet

	Type d'embarcations	Largeur de gabarit (m)	Linéaire de quai (ml)
Pêche	**Thonier**	**8**	**3x8 = 24**
	Chalutier	**6,5**	**13x6,5 =84,5**
	Sardinier	**6**	**41x6=246**
	Petit métiers	**6**	**171x3=513**
	Quai de débarquement		**75**
	Quai d'avitaillement		**60**
	Total Pêche		**1002,5 = 1003ml**
Commerce	**Conteneur**	**215**	**2x215 = 430**
	Céréalier	**221**	**1x221 = 221**
	Marchandise divers	**195**	**3x195 = 585**
	Ro-Ro	**175**	**1x175= 175**
	Total Commerce		**1411 ml**

D - Besoins en surface de terre-pleins

- **Pour la pêche**

- Surface nécessaire pour la halle de vente.

Le tonnage annuel à débarquer est de 8 210 t, soit sur la base de 200 sorties/an, une moyenne de 41 t/jour. On dimensionne la halle de vente pour deux fois ce tonnage pour tenir compte des prises de pointe, soit 82t.

Sur la base d'un ratio de 0,10 T/m², nous aurons besoin de 82/ 0.1 = 820 m², on prend 850 m².

- Surface nécessaire pour fabrique de glace.

Les besoins en quantités de glace sont basés sur les ratios suivant :
- Poisson bleu : 0,5 t/j par tonne de poisson
- Poisson blanc : 1 t/j par tonne de poisson

La production journalière de poisson est estimée à 41 t/j Soit un besoin en glace de 41*0.5 = 20,55t/j. On prend un besoin de 21 t/j de glace à fabriquer (il existe actuellement une fabrique de 10t/j).

→La surface nécessaire pour la fabrique de glace est de 150m².

- Surface nécessaire pour la réparation et l'entretien des petits métiers.

Pour la mise à sec des petits métiers, il est prévu une cale de halage. La surface préconisée devrait permettre la mise à sec de 2/3 des petits métiers, soit : 2/3*171=114 petits métiers.

Sur la base d'un encombrement de 50m² par embarcation, nous aurons besoin de 50*114= 5700 m² de surface de terre-pleins derrière la cale de halage.

- Surface nécessaire pour le poste d'avitaillement (alimentation en énergie).

On réservera une surface de 200 m² pour les besoins du poste d'avitaillement en carburant (NAFTAL).

- Surface nécessaire pour le rangement d'outillage et accessoires.

Le calcul est basé sur les normes suivantes :
- Thonier/ Chalutiers/ sardiniers : 10m²/embarcation
- Petits métiers : 6m²/embarcation
→Soit : (10*57) + (6*171) = 1596 = 1600 m²

- Parking pour véhicule.

Sur la base d'un véhicule par embarcation, et une réservation de 20 m2 par véhicule, la surface totale à réserver est de : 228 x 20 = 4 560 m2. On prend
4 600 m².

- Surface nécessaire pour la vente de pièces de rechange.

On réservera une surface de 50 m2 pour le comptoir de vente de pièces de rechange.

- Bâtiments administratifs.

Pour le bloc administratif la surface est estimée à 300 m2.

- Surface diverses (Protection civile/brigade maritime et douane).

En ce qui concerne les surfaces réservées pour le poste de police, la protection civile, la brigade maritime et la douane elles sont estimées à environ 800 m2.

Tableau 18 : Besoins en surface utile pour la pêche

Besoins en équipements (m^2)	
`12Halle de vente	**850**
Poste d'avitaillement (alimentation en énergie)	**200**
Fabrique de glace	**150**
Cases pêcheurs (rangement outillages et accessoires)	**1 600**
Comptoir de vente de pièces de rechange	**50**
Total en surfaces utiles	**2 850**
Besoins en surfaces libre (m^2)	
Zone de réparation et entretien	**5 700**
Bâtiments administratifs	**300**
Surface diverses (Protection civile/brigade maritime et douane)	**800**
Parking	**4 600**
Total en besoins et surfaces utiles	**11 400**

➢ **Pour le commerce**

Les besoins en terre-plein pour le commerce sont estimés comme suit :

Tableau 19 : Besoins en surface de terre-pleins pour le commerce

Besoins en terre-pleins (Ha)	
Poste Conteneur	**11**
Poste céréalier	**03**
Poste marchandises divers	**08**
Ro-Ro	**03**
Zone de réparation et d'entretien	**0,57**
Bâtiments administratifs	**0,06**
Surfaces diverses	**0,08**
Parking	**0,23**
Total en besoins de surfaces utiles	**26,2**

5- Description des variantes

Compte tenu des investigations et des reconnaissances qui ont été établies sur le site, les estimations des besoins, l'étude du trafic ainsi qu'aux données de base, nous avons proposées deux variantes :

A. Variante n°1

La figure ci-dessous montre le plan de masse de la variante n°1 proposée :

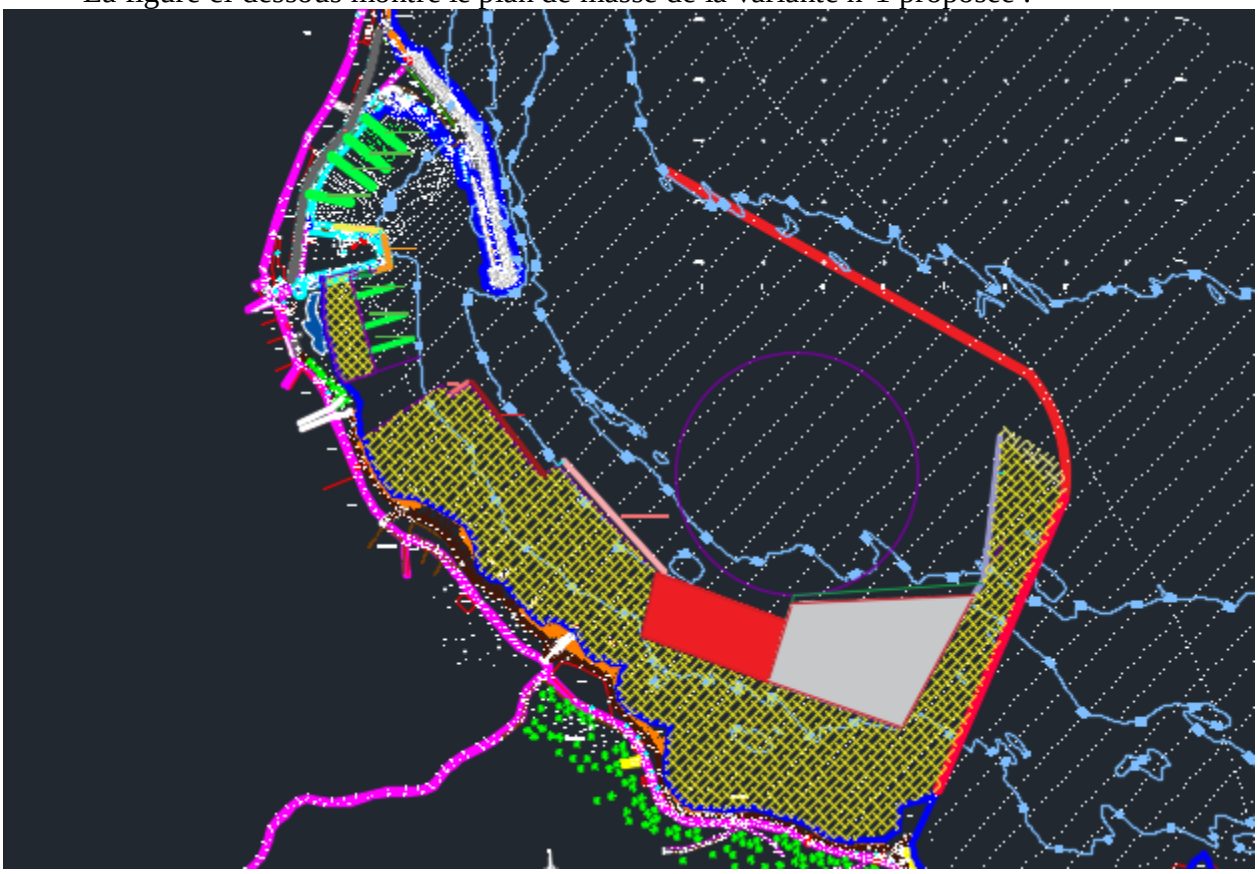


Figure 49 : plan de masse de la variante numéro 1 (faite par nous-même)

NB : voir l'**ANNEXE 5** pour les photos illustrants les differents quais et appontements du port.

a. Description de la variante :

La variante n°1 comprend :

- Une jetée principale de longueur totale de 1301 m divisée en 3 tronçons, le premier tronçon est un alignement de 521 m de long orienté vers le N 120°, qui commence de l'enracinement jusqu'au coude. Ensuite un arc de 95 m orienté vers 80°. Puis un alignement de 685 m de long entre le coude et le musoir orienté vers le N 30°.
- La jetée existante transformée en jetée secondaire composée d'un alignement de 180 m orienté vers N 56° suivit d'un coude puis d'un alignement de 250 m orienté à N 80°.
- Un linéaire de quais (appontements compris) de 2684.6 ml.
- Une surface en terre-plein de 29.61 Ha.
- Un plan d'eau de 43.94 Ha.
- La passe d'entrée d'une largeur de 360m est orientée vers Nord-Ouest.

b. Exposition à la houle :

La houle de projet est une houle qui provient essentiellement des directions N 65° et N90°.

D'après le plan de masse ainsi que les données climatologiques, on remarque que :

- Les ouvrages de protection (jetée principale et secondaire) réfléchissent d'une façon optimale les houles de projet incidentes et ainsi offrent une bonne protection du bassin et réduisent l'agitation dans ce dernier.
- La passe d'entrée est orienté Nord-Ouest donnant naissance à un chenal d'accès bien abrité par le cap, aussi il est à noter qu'aucune houle incidente n'a de provenance Nord-Ouest, ceci offre d'excellentes conditions de manœuvre à l'entrée au port.

c. Conditions de dragage :

D'après le plan de masse, les résultats des sondages à la lance, la bathymétrie du site et le tirant d'eau nécessaire on déduit ce qui suit :

- Il y a deux zones à draguer, la Zone 1 jusqu'à -10 m de profondeur et la Zone 2 jusqu'à -12 m de profondeur.
- La surface totale à draguer est estimée à : Zone 1 de 2.4 Ha et Zone 2 de 4.84 Ha.
- La Zone 2 est constituée de 60% de roches naturelles et de 40% de sable. Et la Zone 1 est constituée de roches naturelles allant jusqu'à 66,66% avec une partie sableuse de 33,33%.

Compte tenu de ces résultats on procédera généralement à un déroctage.

d. Possibilité d'extension :

Pour cette variante il est très difficile de procéder à une future extension hors bassin car l'avancement du coté Nord-Ouest est bloqué par le cap et du coté Sud-Est est bloqué par la jetée principale.

e. Exploitation des installations existantes :

La jetée principale existante a pu être exploitée, et est devenue une jetée secondaire, venue compléter la protection du port.

B. <u>Variante n°2</u>

La figure ci-dessous montre le plan de masse de la variante n°2 proposée :

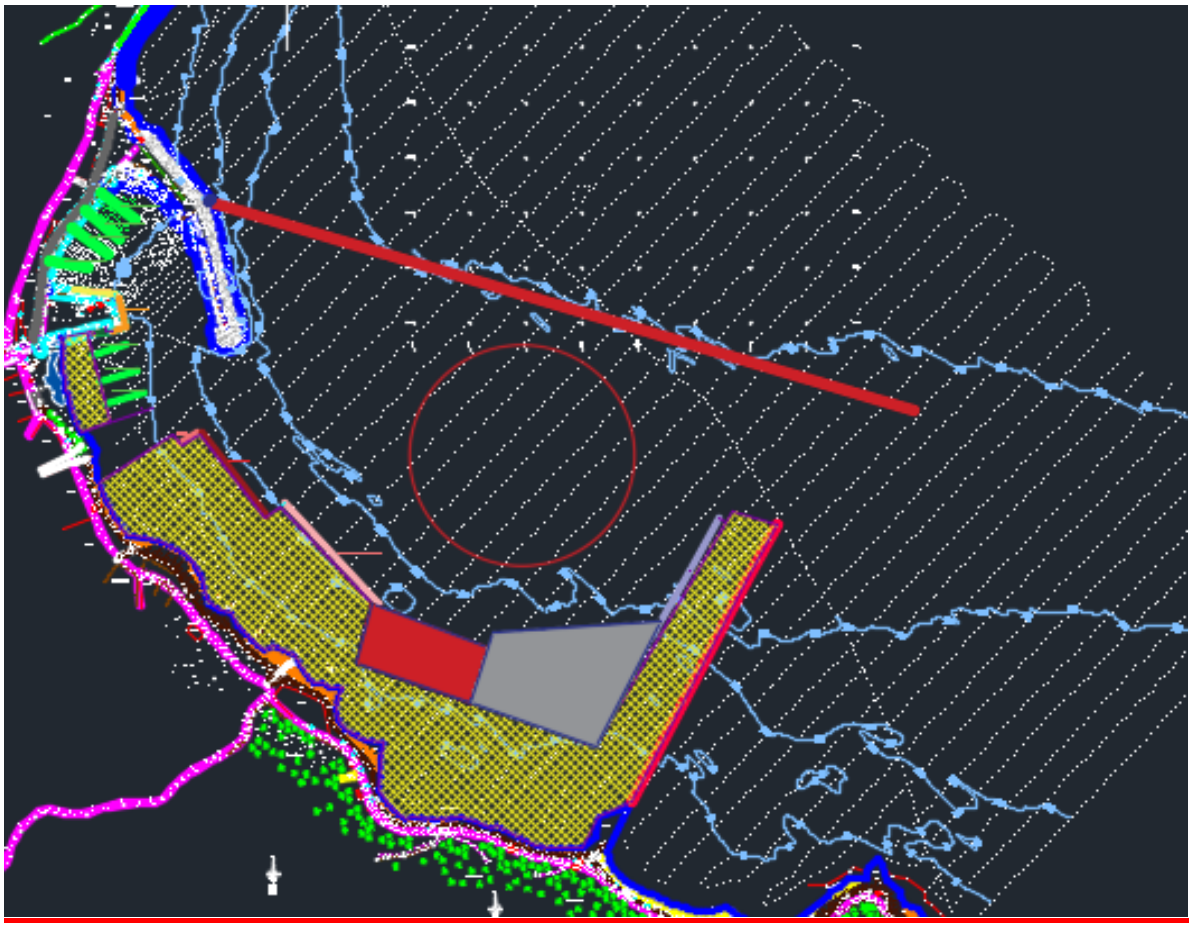


Figure 50 : plan de masse de la variante numéro 2 (faite par nous-même)

NB : voir l'**ANNEXE 5** pour les photos illustrants les differents quais et appontements du port.

a. Description de la variante :

La variante n°2 comprend :

- Une jetée principale composée d'un alignement de 1310 m de long orienté vers N 16°, de l'enracinement jusqu'au musoir. Cette jetée est encrée de -10m à -20 m.
- Une jetée secondaire composée d'un alignement de 565 m de long orienté vers N 120°, de l'enracinement jusqu'au musoir.
- Un linéaire de quais (appontements compris) de 2629.6 ml.
- Une surface en terre-plein de 29.63 Ha.
- Un plan d'eau de 57.36 Ha.
- La passe d'entrée d'une largeur de 340m est orientée vers N 120°.

b. Exposition à la houle :

La houle de projet est une houle qui provient essentiellement des directions N 65° et N90°.

D'après le plan de masse de la variante n°2, on remarque que :

- Les ouvrages de protection abritent bien les ouvrages d'accostage et la passe d'entrée n'est pas exposée directement à la houle de N 90°, ce qui ne va pas engendrer un problème d'agitation du bassin.

c. Conditions de dragage :

D'après le plan de masse, les résultats des sondages à la lance ainsi que la bathymétrie et le tirant d'eau des quais requis, on déduit ce qui suit :
- Il y a deux zones à draguer, la Zone 1 jusqu'à -10 m de profondeur et la Zone 2 jusqu'à -12 m de profondeur.
- La surface totale à draguer est estimée à : Zone 1 de 2.4 Ha et Zone 2 de 4.84 Ha.
- La Zone 2 est constituée de 60% de roches naturelles et de 40% de sable. Et la Zone 1 est constituée de roches naturelles allant jusqu'à 66,66% avec une partie sableuse de 33,33%.

Donc pour atteindre les profondeurs escomptée nous procèderons à un déroctage/ dragage.

d. Possibilité d'extension :

Il existe une possibilité d'extension apparente du côté Est du port à partir de la jetée secondaire tout en prolongeant la jetée principale.

e. Exploitation des installations existantes :

Le môle existant a été utilisé cependant la jetée principale existante a perdu son rôle et devient inutilisable.

6- Analyse multicritère et choix de la variante

A. Elément de comparaison entre les deux variantes

Afin de comparer entre les deux variantes d'aménagement du port mixte de Dellys, il est nécessaire de tenir compte des ouvrages à réaliser qui sont : le linéaire des jetées, le linéaire d'accostage et la surface de terre-plein pour chaque variante. Ces derniers sont repris sur le tableau ci-dessous.

Celle qui comprendra le moins de linéaire et de surface à réaliser sera avantagée.

Tableau 20 : Eléments de comparaison entre les deux variantes

Désignation	Variante n°1	Variante n°2
Jetée principale	1301 m	1310 m
Jetée secondaire	430m (installation existante)	565 m
Totale de jetées	1731 m	1875 m
Linéaire d'ouvrage d'accostage y compris les appontements	2684.6 ml	2629.6 ml
Surface terre-plein	29.61 Ha	29.63 Ha
Surface plan d'eau	43.94 Ha	57.36 Ha

Analyse des valeurs dégagées par les deux variantes :
- La longueur des jetées de la variante n°1 est inférieure à la variante n°2 de 144 m.
- Le linéaire accostage de la variante n°1 est supérieur à la variante n°2 de 55 ml tout en respectant les besoins.
- La surface de terre-plein des deux variantes est presque identique tout en respectant les besoins.
- La surface du plan d'eau de la variante n°2 est supérieure à la variante n°1 de 13.42 Ha.

B. Critères de comparaison entre les deux variantes

Les critères présentés dans le tableau suivant sont indispensable afin de choisir la variante optimale.

La variante à choisir devra être ; peut exposée à la houle, présenter une faible agitation du bassin, avoir peut de dragage, utiliser le maximum des installations existante, éviter le transfert des installations portuaire, avoir une bathymétrie optimale (ni trop faible ni trop grande), avoir un accès routier pratique et avoir une possibilité d'extension au future.

NB : les notations A, B et C correspondent respectivement aux qualifications : cas favorable (10pts), peu favorable (5pts) et défavorable (2pts).

Tableau 21 : Critères de comparaison entre les deux variantes

	Variante n°1	Variante n°2
Exposition à la houle	A	B
Agitation du bassin	A	B
Condition de dragage	C	C
Exploitation des installations existantes	A	B
Transfert d'installation portuaire	A	A
Bathymétrie	A	B
Accès routier	B	B
Possibilité d'extension	C	B
Note reçue	5A+B+2C=59 points	A+6B+C=42 points

7- Conclusion

A la lumière de la comparaison entre les deux variantes, celle qui a été retenue est la variante n°1 grâce aux qualifications favorables qu'elle présente du point de vue technicoéconomique.

Ainsi notre extension sera faite comme le montre le plan de masse de la variante n°1 et fera l'objet d'une étude détaillé en prenant en considération les caractéristiques de cette variante.

Chapitre 5
Dimensionnement des ouvrages de protection

1- Introduction

Les digues sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

La houle résiduelle ou recréée derrière l'ouvrage sera composée :

- de la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- de la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, poussés par le vent, retomberont derrière l'ouvrage.

Au cours des dernières années, les digues à talus ont connu une utilisation importante car elles sont essentiellement constituées d'un important volume de matériauxde carrière. Ces digues à talus offrent une grande sécurité car leur ruine est rarement immédiate et complète. Leur endommagement par la houle est progressif et des réparations limités peuvent être effectuées facilement et dans des délais courts, sans oublier qu'elles jouent un rôle favorable dans la protection du plan d'eau.

Tous ces avantages ont placé les digues à talus en tête des réalisations récentes.

2- Les digues à talus

Les digues à talus sont constituées d'un massif en pierres ou en blocs de béton qui montent jusqu'à la surface libre, couronné par un édifice en maçonnerie plus ou moins monolithe, qui repose sur le massif et empêche le franchissement de l'ouvrage par gros temps.

La constitution de l'ouvrage est un compromis entre les matériaux disponibles et l'action destructrice de la houle.

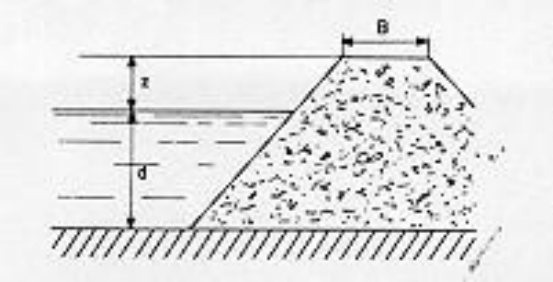
Les blocs naturels ne dépassent pas 10 tonnes en général. Ce poids est insuffisant pour assurer la stabilité des massifs d'enrochements, de sorte qu'il faille en général les protéger par des blocs artificiels en béton (jusqu'à 50 tonnes).

A- Importance des digues à talus

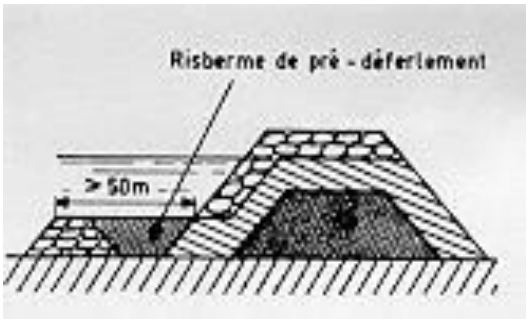
Donc les digues à talus offrent une grande sécurité car leur ruine est rarement immédiate et complète, et leur endommagement par la houle est progressif et des réparations limitées peuvent être effectuées facilement et dans des délais courts, sans oublier qu'elles jouent un rôle favorable dans la protection du plan d'eau. Tous ces avantages ont placé les digues à talus en tête des réalisations récentes.

B- Inconvénients des digues à talus

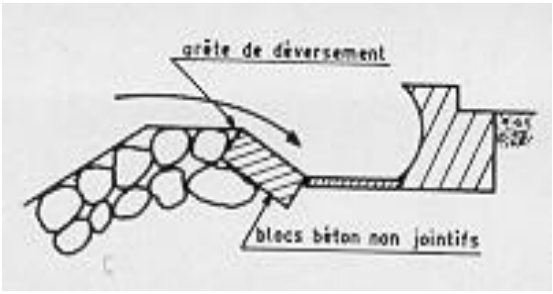
a. **Le franchissement :** ce phénomène peut être évité par soit une superstructure résistant par son poids à la poussée du jet de lame, soit en élargissant la berme B de la crête de l'ouvrage ou en élevant la côte z d'arase de l'ouvrage.



On peut aussi faire déferler la houle en avant de l'ouvrage sur une risberme de pré-déferlement de longueur, en général, supérieure à 50 m.



On peut aussi disposer, en haut de carapace, un bassin de déversement en forme de canal, d'évacuation soit latéralement, soit par des orifices ou des perméabilités dans les blocs de la carapace.



b. Le grand glissement : l'inconvénient des digues à talus est le risque de grand glissement qui caractérise la rupture d'équilibre de l'ensemble "ouvrage + terrain".

c. La destruction des digues à talus : La carapace est soumise à la fois à l'action de la masse d'eau « extérieure » due à la vague et celle de l'eau « interne » se déplaçant dans la carapace mais déphasée par rapport à la première. C'est ce déphasage qui jouera donc un rôle important dans le processus de destruction de la carapace. Le déphasage dépend des caractéristiques géométriques, de la perméabilité de l'ouvrage et pour beaucoup de la période de la houle.

Les houles les plus dangereuses, pour les talus d'enrochement, sont celles ayant une période de 8 secondes.

3- La conception des digues à talus

Elle doit prendre en considération plusieurs aspects :

- Les performances hydrauliques : protection du plan d'eau, franchissement…
- La stabilité hydraulique : résistance de la carapace, règle de filtre…
- La stabilité géotechnique : stabilité au grand glissement du talus, tassement…
- La résistance des matériaux et leur disponibilité : résistance des matériaux et du mur de couronnement…
- La construction et la maintenance : méthode de construction, accessibilité de l'ouvrage…

Il faut préciser qu'en cette matière, les méthodes théoriques sont souvent insuffisantes. Pour tout ouvrage important. Des essais sur modèle réduit en laboratoire d'hydraulique sont encore indispensables pour la mise au point du projet définitif.

Le système choisi pour l'étude du projet doit être confortable de façon à amener aux utilisateurs le confort et la sécurité, il est donc strictement interdit que la houle puisse franchir la digue et gêner les embarcations se trouvant à l'intérieur du bassin.

A la lumière de cette condition, le choix optimal sera une digue à talus infranchissable avec mur de couronnement :

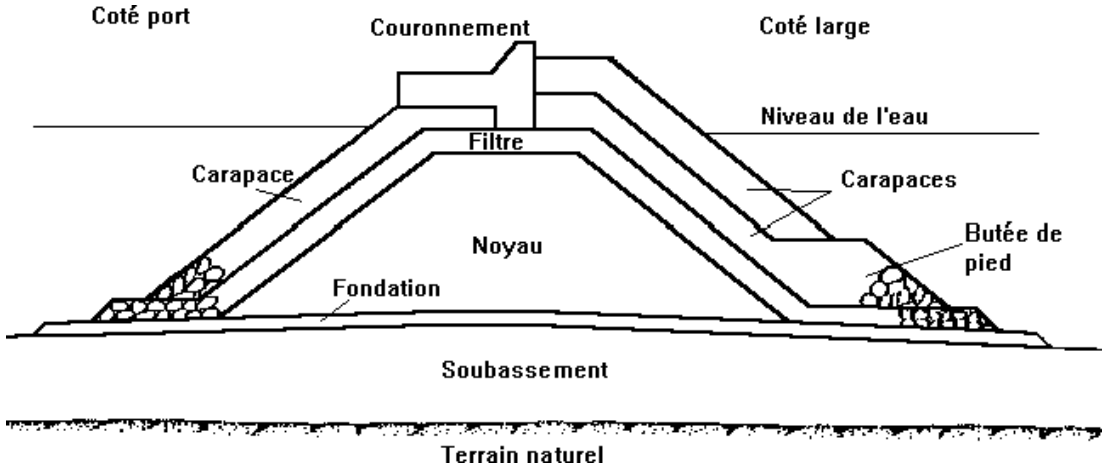


Figure 51 : Coupe-type schématique d'une digue à talus (Google image)

4- Les fonctions des enrochements naturels

Les enrochements naturels ont trois fonctions principales qui sont :

- Faire du volume (noyau).
- Assurer la protection des fines contre l'action de la mer (couches de filtre).
- Protéger le tout contre l'action de la houle (carapace).

5- Critères de choix entre enrochements naturels ou blocs artificiels

Le choix dépend de :

- De la taille des blocs requis ;

- De la qualité, de la quantité et de la taille des enrochements naturels disponibles (une
- carrière pourra rarement fournir en quantité suffisante des enrochements supérieurs à 6-10 t) ;
- De la distance à la carrière (cout et temps de transport) ;
- Des contraintes environnementales (passage des camions en centre-ville);
- Du volume de la carapace et donc du cout (des talus plus raides en une seule couche peuvent être obtenus avec de blocs artificiels).

Sauf cas particuliers, pour une houle de projet H, la carapace sera composée par :

- Des enrochements naturels pour H < 3m ;
- Des enrochements naturels ou des blocs artificiels pour 3 < H < 4.5 m ;
- Des blocs artificiels pour H > 4.5m.

6- Méthode de dimensionnement

De nombreuses méthodes empiriques d'estimation de la taille des blocs ou des enrochements naturels requise pour garantir la stabilité face à l'attaque de la houle ont été proposées au cours des 60 dernières années. Les travaux de recherche d'Iribarren (1938), Hudson (1953,1958), Hedar (1960,1986) et de Van Der Meer (1988) ont donné des méthodes de dimensionnement les plus fréquemment utilisées en génie civil.

De nos jours, la formule d'Hudson est considérée comme étant la plus satisfaisante. D'après cette formule, l'amplitude H_S ne crée pas de dommages à un talus constitué aux voisinages de la zone de déferlement par des blocs de poids W telle que :

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W : Poids des blocs de la carapace en Tonne.

ɣs: masse volumique des blocs utilisés (2.4 t/m3 pour blocs artificiels et 2.6 t/m3 pour les enrochements naturels).

ɣ0 : masse volumique de l'eau de mer (1.026 t / m3).
cotg α : angle du talus (3/2).
KD : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.
Hb : Houle de projet.

7- Dimensionnement de la jetée principale

A- Les profondeurs au pied de l'ouvrage et houle de projet

Tableau 22 : Profondeur au pied de l'ouvrage et houle de projet pour la jetée principale

	Profil courant avant le musoir	Musoir	Profil courant après l'enracinement		Profil d'enracinement
Profondeur	-20 m	-20 m	-5 m	-15 m	-0,85 m
Houle de projet (m)	6,96 m	Musoir	3,79 m	6,18 m	0,3 m

Pour le dimensionnement de la carapace, les filtres et le noyau, il est important de définir à l'avance les matériaux à utiliser pour chaque couche :

Tableau 23 : Matériaux utilisés pour la jetée principale

Carapace	Blocs cubiques rainures BCR
Filtre de transition	Enrochements naturels anguleux
Filtre support	Enrochements naturels anguleux
Noyau	Tout venant de carrière TVC
Butée de pied	Enrochements naturels

B- <u>Au niveau de la section courante avant le musoir</u>

a. Dimensionnement de la carapace :

- **Poids de la carapace:**

Poids des blocs **:** des blocs BCR

γ_s = 2.4 t/m^3

γ_0 = 1.026 t/m^3

cotg α = 3/2

K_D = 7.5

H_b = 6,96 m

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0}-1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W= 29,948 t.

On prend des blocs BCR de **W = 30 tonnes**.

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2 couches) est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ (\frac{W}{\gamma_s})^{1/3}$$

n : nombre de couches (= 2).

K_Δ : coefficient de couche (= 1.02).

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).

W : le poids des blocs de carapace (=30t).

E = 4,74 m

Donc on prend des couches de **E= 5 m** d'épaisseur.

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

$$Ns = n.\ K_\Delta.\ (1\text{-}p).\ (\frac{\gamma_s}{W})^{2/3}$$

n : nombre de couches (=2).

KΔ : coefficient de couche (=1.03).

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).

W = 30T

P : porosité moyenne = 44 %

Ns = 0.21

Donc on a 0,21 blocs par m2, soit disant **22 blocs par 100 m2**.

- **Diamètre médian de la carapace :**

$$D_{n\,50} = (Wc/\ \gamma_s)^{1/3}$$

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 30T

$$D_{n\,50} = (30/\ 2{,}4)\text{^}1/3$$

Le diamètre médiane de la carapace est de $\mathbf{D_{n\,50} = 2{,}09 = 2{,}1\ m}$

- **Largeur de la berme** :

$$B = 4 * D_{n\,50}$$

$D_{n\,50}$: le diamètre médiane de la carapace (=2,1m).

$$B = 4 * 2{,}1 = \mathbf{8{,}4\ m}$$

La largeur de la berme est de **B = 8,4 m.**

b. Dimensionnement des filtres :

i. Dimensionnement du filtre support :

- **Poids du filtre support :**

Le poids du filtre support est compris entre W/5 à W/10.
30/10 < W1 < 30/5 donc on a 3 T < W1< 6 T
On prendra des enrochements naturels de catégorie **3T à 6 T**.
Wmoy = (3 + 6) / 2 = 4.5t

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2.
K_Δ= 1,10.
γ_s = 2.6 t/m^3.
W = 4,5 t.

E = 2,64 m

On prendra alors une épaisseur de **E= 2,7 m.**

ii. Dimensionnement du filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

Le poids du filtre de transition est généralement compris entre W/100 à W/200 :
30/200 < W2< 30/100 donc on a 0,15t < W2 < 0.3 t.
On prendra des enrochements naturels de la catégorie **0.3 T – 1 T.**
Wmoy = (0,3 + 1) / 2 = 0.65t

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2
K_{Δ}= 1.10.
γ_s = 2.6 t/m3.
W = 0,65 t.

E = 1,39 m.

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E= 1,4m.**

c. Dimensionnement du noyau :

- **Poids du noyau :**

Le poids du noyau est généralement compris entre W/6000 et W/4000 :
30/6000 < W3 < 30/4000 donc on a : 0.005 T < W3 < 0,0075 T
On optera un tout venant de carrière de **0-500kg.**

d. Dimensionnement de la butée de pied :

- **Poids de la butée :**

Le poids de la butée est donné par la formule suivante :

$$W = (0.1 / K_D) * [\ (\gamma_s * H_b\ \hat{}\ 3) / ((\ \gamma_s / \gamma_0) - 1)\hat{}3 * \cot \alpha\ )\ ] * (H_b / d)$$

γ_s = 2.4 t/m^3
γ_0 = 1.026 t/m^3
K_D = 6,8 (coefficient de stabilité)
H_b = 6,96 m
cot α = 1,5
d = 20 m (profondeur au pied de l'ouvrage)

$W_{butée}$ = 1,15 t

Le poids de la butée est : 1,15t
La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de **1t -2 t.**

- **Epaisseur de la butée :**

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n= 2
K_Δ= 1.15
ɣs = 2.6 t/m3
W = 1.5 t

E= 1.92 = 2 m

On prend **2m** d'épaisseur pour la butée

- **Diamètre médian Dn50, butée :**

$$Dn50,\ butée = \left(\frac{wbutée}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

ɣs = 2.6 t/m3
W = 1.5 t

Dn50, butée = 0,83m

- **Largeur de la butée :**

$$Lb = 4 \times \text{Dn50, butée}$$

$$\text{Dn50, butée} = 0,83$$

***Lb* = 3, 32 m**

La largeur de la butée est de ***Lb* = 3,32 = 3,5 m**

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

Avec wi et wS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n\ (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- **Noyau de 0 à 500 kg :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (0,5 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,716$ m

$D_{15} = 0.15\ (0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m

$D_{50} = 0.50\ (0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

$D_{85} = 0.85\ (0.716 - 0) + 0 = 0.609$ m

- **Filtre support de 3 T à 6 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 1,302$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (6 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 1,64$ m

$D_{15} = 0.15\ (1.64 - 1.302) + 1.302 = 1.3527$ m

$D_{50} = 0.50\ (1.64 - 1.302) + 1.302 = 1.471$ m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 1.3527 / 0.609 =2.221 < 5

D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 1.3527 / 0.107 = 12.64 < 20 (et >4)

D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 1.471 / 0.358 = 4.11 < 25

➔ Vérifiée

- **Filtre de transition de 0.3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0,3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,902$ m

$D_{15} = 0.15\ (0.902 - 0.604) + 0.604 = 0.649$ m

$D_{50} = 0.50\ (0.902 - 0.604) + 0.604 = 0.753$ m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5

D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)

D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25

➔ Vérifiée

C. <u>Au niveau du musoir</u>

Les musoirs subissent de fortes sollicitations : houle diffractée + franchissement. Il est nécessaire d'augmenter la masse des blocs de carapace, réduire la pente, augmenter la masse volumique ou avoir recours à des caissons béton.

Pour augmenter la masse des blocs, on diminue la valeur de la constante K_D.

a. Dimensionnement de la carapace :

- **Poids de la carapace:**

Poids des blocs **:** des blocs BCR

$\gamma_s = 2.4$ t/m^3

$\gamma_0 = 1.026$ t/m^3

cotg $\alpha = 3/2$

$K_D = 5$

$H_b = 6,59$ m

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W= 38,13 t

On prend des blocs BCR de **W= 40 t.**

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2 couches) est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ (\frac{W}{\gamma_s})^{1/3}$$

n : nombre de couches (= 2).
K_Δ : coefficient de couche (= 1.02).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W : le poids des blocs de carapace (=40 t).

E = 5,21 m

Donc on prend des couches de **E= 5,5 m** d'épaisseur.

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

$$Ns = n.\ K_\Delta.\ (1\text{-}p).\ (\frac{\gamma_s}{W})^{2/3}$$

n : nombre de couches (=2).
KΔ : coefficient de couche (=1.03).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 40 T
P : porosité moyenne = 44 %

Ns = 0,17

Donc on a 0,17 blocs par m2, soit disant **20 blocs par 100 m2**.

- **Diamètre médian de la carapace :**

$$D_{n\,50} = (Wc/\ \gamma_S\ )^{1/3}$$

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 40T

$$D_{n\,50} = (40/\ 2{,}4\ )\text{^}1/3$$

Le diamètre médiane de la carapace est de **$D_{n\,50}$ = 2,55 m**

- **Largeur de la berme** :

$$B = 4^*\ D_{n\,50}$$

$D_{n\,50}$: le diamètre médiane de la carapace (=2,55m).

B= 4* 2,55 = **10,2 m**

La largeur de la berme est de **B = 10,2 m.**

b. Dimensionnement des filtres :

i. Dimensionnement du filtre support :

- **Poids du filtre support :**

Le poids du filtre support est compris entre W/5 à W/10.
40/10 < W1 < 40/5 donc on a 4 T < W1< 8 T
On prendra des enrochements naturels de catégorie **3T à 8 T**.
Wmoy = (3 + 8)/ 2 = 5.5t

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2.
K_{Δ}= 1,10.
γs = 2.6 t/m^3.
W = 5, 5 t.

E = 2,82 m

On prendra alors une épaisseur de **E=3 m.**

ii. Dimensionnement du filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

Le poids du filtre de transition est généralement compris entre W/100 à W/200 :
40/200 < W2< 40/100 donc on a 0.2 t < W2 < 0,4 t.
On prendra des enrochements naturels de la catégorie **0.3 T – 1 T.**
Wmoy = (0,3 + 1)/ 2 = 0,65t

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2.
K_{Δ}= 1.10.
γs = 2.6 t/m^3.
W = 0,65 t.

E = 1,39.m

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E=2 m.**

c. Dimensionnement du noyau :

- **Poids du noyau :**

Le poids du noyau est généralement compris entre W/6000 et W/4000 :
40/6000 < W3 < 40/4000 donc on a : 0.0067 T < W3 < 0,01 T
On optera un tout venant de carrière de **0-500kg.**

d. Dimensionnement de la butée de pied :

- **Poids de la butée :**

Le poids de la butée est donné par la formule suivante :

$$W = (0.1 / K_D) * [(\gamma s * H_b \text{^} 3) / ((\gamma s / \gamma 0) - 1) \text{^} 3 * \cot \alpha)] * (H_b / d)$$

$\gamma s = 2.4$ t/m^3

$\gamma 0 = 1.026$ t/m^3

$K_D = 6,8$ (coefficient de stabilité)

$H_b = 6,59$ m

$\cot \alpha = 1,5$

d = 20 m (profondeur au pied de l'ouvrage)

$$W_{butée} = 0,92 \text{ t}$$

Le poids de la butée est : 0,92t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de **1 t .**

- **Epaisseur de la butée :**

$$E = n . K_\Delta . \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n= 2

$K_\Delta = 1.15$

$\gamma s = 2.6$ t/m3

W = 1 t

E= 1,67 m =1,7 m

On prend **1.7m** d'épaisseur pour la butée

- **Diamètre médian Dn50, butée :**

$$Dn50, butée = \left(\frac{wbutée}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$\gamma s = 2.6$ t/m3

W = 1 t

Dn50, butée = 0,73 m

- **Largeur de la butée :**

$$Lb = 4 \times Dn50, butée$$

$$Dn50, butée = 0, 73$$

***Lb* = 2,92 m**

La largeur de la butée est de ***Lb* = 2,92 = 3 m**

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s})^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s})^{1/3}$$

Avec wi et wS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n\,(\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- **Noyau de 0 à 500 kg :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (0{,}5 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}716$ m

$D_{15} = 0.15\,(0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m

$D_{50} = 0.50\,(0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

$D_{85} = 0.85\,(0.716 - 0) + 0 = 0.609$ m

- **Filtre support de 3 T à 8 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (3 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 1{,}302$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (8 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 1{,}805$ m

$D_{15} = 0.15\,(1.805 - 1.302) + 1.302 = 1.3775$ m

$D_{50} = 0.50\,(1.805 - 1.302) + 1.302 = 1.554$ m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 1.3775 / 0.609 =2.262 < 5

D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 1.3775 / 0.107 = 12.874 < 20 (et >4)

D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 1.554 / 0.358 = 4.341 < 25

➔ Vérifiée

- **Filtre de transition de 0.3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0{,}3 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

D. <u>Au niveau de la section courante après l'enracinement</u>

<u>1er cas : profondeur de -5m</u>

a. Dimensionnement de la carapace :

- **Poids de la carapace :**

Poids des blocs **:** des blocs BCR

γ_s = 2.4 t/m^3

γ_0 = 1.026 t/m^3

cotg α = 3/2

K_D = 7.5

H_b = 3,79 m

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0}-1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W= 4,84 t.

On prend des blocs BCR de **W = 5 tonnes**.

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2 couches) est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ (\frac{W}{\gamma_s})^{1/3}$$

n : nombre de couches (= 2).
K_Δ : coefficient de couche (= 1.02).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W : le poids des blocs de carapace (=30t).

E = 4,73 m

Donc on prend des couches de **E= 5 m** d'épaisseur.

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

$$Ns = n.\ K_\Delta.\ (1\text{-}p).\ (\frac{\gamma_s}{W})^{2/3}$$

n : nombre de couches (=2).
KΔ : coefficient de couche (=1.03).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 5T
P : porosité moyenne = 44 %

Ns = 0,70

Donc on a 0,70 blocs par m^2, soit disant **70 blocs par 100 m^2**.

- **Diamètre médian de la carapace :**

$$D_{n\,50} = (Wc/\gamma_S)^{1/3}$$

γ_S : densité du matériau (=2.4 t/m^3).

W = 5T

$$D_{n\,50} = (5/2,4)\text{^}1/3$$

Le diamètre médiane de la carapace est de **$D_{n\,50}$ = 1,28 = 1,3 m**

- **Largeur de la berme** :

$$B = 4 * D_{n\,50}$$

$D_{n\,50}$: le diamètre médiane de la carapace (=1,3 m).

$$B = 4 * 1,3 = \mathbf{5,2\ m}$$

La largeur de la berme est de **B = 5,2 m.**

b. Dimensionnement des filtres :

i. Dimensionnement du filtre support :

- **Poids du filtre support :**

Le poids du filtre support est compris entre W/5 à W/10.

5/10 < W1 < 5/5 donc on a 0.5 T < W1< 1 T

On prendra des enrochements naturels de catégorie **0,3T à 1 T**.

Wmoy = (1 + 3) / 2 = 2t.

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ \left(\frac{W}{\gamma_S}\right)^{1/3}$$

n=2.

K_Δ= 1,10.

γ_S = 2.6 t/m^3.

W = 2 t.

E = 2,02 m

On prendra alors une épaisseur de **E= 2,1 m,**

ii. Dimensionnement du filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

Le poids du filtre de transition est généralement compris entre W/100 à W/200 :

5/200 < W2< 5/100 donc on a 0,025t < W2 < 0.05 t.

On prendra des enrochements naturels de la catégorie **0.3 T – 1 T.**

Wmoy = (0,3 + 1) / 2 = 0.65t.

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2 .
K_{Δ}= 1.10.
γ_s = 2.6 t/m3.
W = 0,65 t.

E = 1,39 m.

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E= 1,4m.**

c. Dimensionnement du noyau :

- **Poids du noyau :**

Le poids du noyau est généralement compris entre W/6000 et W/4000 :
5/6000 < W3 < 5/4000 donc on a : 0,0008 T < W3 < 0,00125 T
On optera un tout venant de carrière de **0-500kg.**

d. Dimensionnement de la butée de pied :

Le poids de la butée est donné par la formule suivante :

$$W = (0.1 / K_D) * [\ (\gamma_s * H_b\ \hat{}\ 3) / ((\ \gamma_s / \gamma_0) - 1)\hat{}3 * \cot \alpha\ )\ ] * (H_b / d)$$

γ_s = 2.4 t/m^3
γ_0 = 1.026 t/m^3
K_D = 6,8 (coefficient de stabilité)
H_b = 3,79 m
cot α = 1,5
d = 5 m (profondeur au pied de l'ouvrage)

$$W_{butée} = 0,41\ t$$

Le poids de la butée est : 0,41 t
La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de **0,5t .**

- **Epaisseur de la butée :**

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n= 2
K_{Δ}= 1.15
γ_s = 2.6 t/m3
W = 0.5 t

E= 1,33 = 1,4 m

On prend **1,4 m** d'épaisseur pour la butée

- **Diamètre médian Dn50, butée :**

$$Dn50,\ butée = \left(\frac{wbutée}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

ɣs = 2.6 t/m3
W = 0.5 t

Dn50, butée = 0,58 m

- **Largeur de la butée :**

$$Lb = 4 \times \text{Dn50, butée}$$

$$\text{Dn50, butée} = 0,58$$

***Lb* = 2, 32 = 2,5 m**

La largeur de la butée est de ***Lb* = 2,5 m**

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

Avec wi et wS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n\ (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- **Noyau de 0 à 500 kg :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (0,5 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,716$ m

$D_{15} = 0.15\ (0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m

$D_{50} = 0.50\ (0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

D_{85} = 0.85 (0.716 – 0) + 0 = 0.609 m

- **Filtre support de 0,3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0,3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

- **Filtre de transition de 0.3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0,3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

2eme cas : profondeur de -15m

a. Dimensionnement de la carapace :

- **Poids de la carapace:**

Poids des blocs **:** des blocs BCR

γ_s = 2.4 t/m^3

γ_0 = 1.026 t/m^3
cotg α = 3/2
K_D = 7.5
H_b = 6.18 m

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W= 20,97 t

On prend des blocs BCR de **W= 21 t**

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2 couches) est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n : nombre de couches (= 2).
K_{Δ} : coefficient de couche (= 1.02).
γ_s : densité du matériau (= 2.4 t/m^3).
W : le poids des blocs de carapace (= 21 t).

E = 4,2 m

Donc on prend des couches de **E= 4,5 m** d'épaisseur.

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

$$Ns = n.\ K_{\Delta}.\ (1\text{-}p).\ \left(\frac{\gamma_s}{W}\right)^{2/3}$$

n : nombre de couches (=2).
KΔ : coefficient de couche (=1.03).
γ_s : densité du matériau
W =21t
P : porosité moyenne = 44 %

Ns = 0,27

Donc on a 0.27 blocs par m2, soit disant **30 blocs par 100 m2**.

- **Diamètre médian de la carapace :**

$$D_{n\,50} = (Wc/\ \gamma_S\ )^{1/3}$$

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 21T

$$D_{n\,50} = (21/\ 2{,}4\ )\text{^}1/3$$

Le diamètre médiane de la carapace est de **$D_{n\,50}$ = 2,06 = 2,1 m**

- **Largeur de la berme** :

$$B = 4^*\ D_{n\,50}$$

$D_{n\,50}$: le diamètre médiane de la carapace (=2,1m).

B= 4* 2,1 = **8,4 m**

La largeur de la berme est de **B = 8,4 m.**

b. Dimensionnement des filtres :

i. Dimensionnement du filtre support :

- **Poids du filtre support :**

Le poids du filtre support est compris entre W/5 à W/10.
21/10 < W1 < 21/5 donc on a 2,1 T < W1< 4,2 T
On prendra des enrochements naturels de catégorie **1T à 3 T**.
Wmoy = (1 + 3)/ 2 = 2t.

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2.
K_{Δ}= 1,10.
γs = 2.6 t/m^3.
W = 2t.

E = 2,01 m

On prendra alors une épaisseur de **E= 2,1 m.**

ii. Dimensionnement du filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

Le poids du filtre de transition est généralement compris entre W/100 à W/200 :
21/200 < W2< 21/100 donc on a 0.105 t < W2 < 0.21 t.
On prendra des enrochements naturels de la catégorie **0.3 T – 1 T.**
Wmoy = (0.3 + 1)/ 2 = 0,65t.

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2 .
K_{Δ}= 1.10.
γs = 2.6 t/m^3.
W = 0,65 t.

E = 1,38.m

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E=1,4 m.**

c. Dimensionnement du noyau :

- **Poids du noyau :**

Le poids du noyau est généralement compris entre W/6000 et W/4000 :
21/6000 < W3 < 21/4000 donc on a : 0.0035 T < W3 < 0,00525 T
On optera un tout venant de carrière de **0-500kg.**

d. Dimensionnement de la butée de pied :

- **Poids de la butée :**

Le poids de la butée est donné par la formule suivante :

$$W = (0.1 / K_D) * [(\gamma s * H_b \,\hat{}\, 3) / ((\gamma s / \gamma 0) - 1) \,\hat{}\, 3 * \cot \alpha)] * (H_b / d)$$

$\gamma s = 2.4$ t/m^3

$\gamma 0 = 1.026$ t/m^3

$K_D = 6,8$ (coefficient de stabilité)

$H_b = 6,18$ m

$\cot \alpha = 1,5$

d = 15 m (profondeur au pied de l'ouvrage)

$$\mathbf{W_{butée} = 0,95\ t = 1\ t}$$

Le poids de la butée est : 1t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de **1t .**

- **Epaisseur de la butée :**

$$E = n.\ K_\Delta.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n= 2

$K_\Delta = 1.15$

$\gamma s = 2.6$ t/m3

W = 1 t

$$\mathbf{E = 1.67 = 1,7\ m}$$

On prend **1,7m** d'épaisseur pour la butée

- **Diamètre médian Dn50, butée :**

$$Dn50,\ butée = \left(\frac{wbutée}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$\gamma s = 2.6$ t/m3

W = 1 t

$$\mathbf{Dn50,\ butée = 0,73m}$$

- **Largeur de la butée :**

$$Lb = 4 \times \text{Dn50, butée}$$

$$\text{Dn50, butée} = 0,\ 73$$

$$\boldsymbol{Lb = 2,\ 92\ m}$$

La largeur de la butée est de $\boldsymbol{Lb = 2,92 = 3\ m}$

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s})^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s})^{1/3}$$

Avec wi et wS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n\,(\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- **Noyau de 0 à 500 kg :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (0{,}5 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}716$ m

$D_{15} = 0.15\,(0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m

$D_{50} = 0.50\,(0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

$D_{85} = 0.85\,(0.716 - 0) + 0 = 0.609$ m

- **Filtre support de 1 T à 3 T :**

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}902$ m

$\phi_i = 2 \times (3 \times (3 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 1{,}302$ m

$D_{15} = 0.15\,(0{,}902 - 1.302) + 1.302 = 1{,}242$ m

$D_{50} = 0.50\,(0{,}902 - 1.302) + 1.302 = 1{,}102$ m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 1.242 / 0.609 =2,0394 < 5

D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 1.242 / 0.107 = 11,607 < 20 (et >4)

D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 1.102 / 0.358 = 3,078 < 25

➔ Vérifiée

- **Filtre de transition de 0.3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0{,}3 / (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3{,}14 \times 2{,}6))^{1/3} = 0{,}902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

E. <u>Au niveau de l'enracinement</u>

a. Dimensionnement de la carapace :

- **Poids de la carapace:**

Poids des blocs **:** des blocs BCR

γ_s = 2.4 t/m^3

γ_0 = 1.026 t/m^3

cotg α = 3/2

K_D = 7.5

H_b = 0,3 m

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0}-1)^3} \frac{{H_b}^3}{\cot \alpha}$$

W= 0,0024 t

On prend des blocs BCR de **W= 1t.**

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2 couches) est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_\Delta.\ (\frac{W}{\gamma_s})^{1/3}$$

n : nombre de couches (= 2).
K_Δ : coefficient de couche (= 1.02).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W : le poids des blocs de carapace (0,5t).

E = 1,21m

Donc on prend des couches de **E= 1,5 m** d'épaisseur.

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

$$Ns = n.\ K_\Delta.\ (1\text{-}p).\ (\frac{\gamma_s}{W})^{2/3}$$

n : nombre de couches (=2).
KΔ : coefficient de couche (=1.03).
γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).
W = 0,5 T
P : porosité moyenne = 44 %

Ns = 3,28

Donc on a 3,28 blocs par m2, soit disant **330 blocs par 100 m2**.

- **Diamètre médian de la carapace :**

$$D_{n\,50} = (Wc/\gamma_S)^{1/3}$$

γ_s : densité du matériau (=2.4 t/m^3).

W = 1T

$$D_{n\,50} = (1/2{,}4)\text{^}1/3$$

Le diamètre médiane de la carapace est de $\mathbf{D_{n\,50} = 0{,}75\ m}$

- **Largeur de la berme** :

$$B = 4 * D_{n\,50}$$

$D_{n\,50}$: le diamètre médiane de la carapace (=0,75m).

$$B = 4 * 0{,}75 = \mathbf{3\ m}$$

La largeur de la berme est de **B = 3 m.**

b. Dimensionnement des filtres :

i. Dimensionnement du filtre support :

- **Poids du filtre support :**

Le poids du filtre support est compris entre W/5 à W/10.

1/10 < W1 < 1/5 donc on a 0,1 T < W1< 0,2 T

On prendra des enrochements naturels de catégorie **0,3T à 1 T**.

Wmoy = (0,3 + 1)/ 2 = 0,65t

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2.

K_{Δ}= 1,10.

γ_s = 2.6 t/m^3.

W = 0,65 t.

E = 1,38 m

On prendra alors une épaisseur de **E = 1,4 m.**

ii. Dimensionnement du filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

Le poids du filtre de transition est généralement compris entre W/100 à W/200 :

1/200 < W2< 1/100 donc on a 0.005 t < W2 < 0.01 t.

On prendra des enrochements naturels de la catégorie **0.3 T – 1 T.**
Wmoy = (0,3 + 1)/ 2 = 0,65t

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n=2 .
K_{Δ}= 1.10.
γ_s = 2.6 t/m3.
W = 0,65 t.

E = 1,38m

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E = 1,4 m.**

c. Dimensionnement du noyau :

- **Poids du noyau :**

Le poids du noyau est généralement compris entre W/6000 et W/4000 :
1/6000 < W3 < 1/4000 donc on a : 0.00017 T < W3 < 0,00025 T
On optera un tout venant de carrière de **0-500kg.**

d. Dimensionnement de la butée de pied :

- **Poids de la butée :**

Le poids de la butée est donné par la formule suivante :

$$W = (0.1 / K_D) * [\ (\gamma_s * H_b\ \hat{}3) / ((\ \gamma_s / \gamma_0) - 1)\hat{}3 * \cot \alpha\ )\ ] * (H_b / d)$$

γ_s = 2.4 t/m^3
γ_0 = 1.026 t/m^3
K_D = 6,8 (coefficient de stabilité)
H_b = 0,3 m
cot α = 1,5
d = 0,85 m (profondeur au pied de l'ouvrage)

$W_{butée}$ = 0,0001 t

Le poids de la butée est : 0,0001t
La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de **0-500kg.**

- **Epaisseur de la butée :**

$$E = n.\ K_{\Delta}.\ \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

n= 2
K_{Δ}= 1.15
γ_s = 2.6 t/m3
W = 0.5 t

E= 1,33 = 1,4 m

On prend **1,4 m** d'épaisseur pour la butée

- **Diamètre médian Dn50, butée :**

$$Dn50,\ butée = \left(\frac{wbutée}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

ɣs = 2.6 t/m3
W = 0.5 t

Dn50, butée = 0,58 m

- **Largeur de la butée :**

$$Lb = 4 \times \text{Dn50, butée}$$

$$\text{Dn50, butée} = 0,58$$

***Lb* = 2, 32 m**

La largeur de la butée est de ***Lb* = 2,32 = 2,5 m**

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

Avec wi et wS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n\ (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- **Noyau de 0 à 500 kg :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (0,5 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,716$ m

$D_{15} = 0.15\ (0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m

$D_{50} = 0.50\ (0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

D_{85} = 0.85 (0.716 – 0) + 0 = 0.609 m

- **Filtre support de 0,3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0,3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

- **Filtre de transition de 0.3 T à 1 T :**

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0,3 / (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,604$ m

$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/ (4 \times 3,14 \times 2,6))^{1/3} = 0,902$ m

D_{15} = 0.15 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.649 m
D_{50} = 0.50 (0.902 – 0.604) + 0.604 = 0.753 m

D_{15} (filtre) / D_{85} (noyau) = 0.649 / 0.609 =1,066 < 5
D_{15} (filtre) / D_{15} (noyau) = 0.649 / 0.107 = 6,065 < 20 (et >4)
D_{50} (filtre) / D_{50} (noyau) = 0.753 / 0.358 = 2,103 < 25
➔ Vérifiée

8- Calcul du Run-Up (Méthode de CERC: Coastal Engineering Research Center)

La méthode de calcul suivante sera basée sur des abaques extraits du manuel de C.E.R.C. (Costal Engineering Research Center).

A- <u>Au niveau de la section courante avant le musoir</u>

Calcul de : $\dfrac{H_b}{gT^2}$

Hb: Houle de Projet = 6,96 mètres
T : La période de la houle = 10 secondes
g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2

$$\boldsymbol{H_b / gT^2} = \mathbf{6},6 / 9.\mathbf{81} \times \mathbf{10}^2 = \mathbf{0.007}1$$

Avec m = 10% = 0.1 (la pente du fond de mer) de l'abaque on trouve**.**
NB : Voir **Annexe 6, Abaques de CERC.**

On a **$Hb/H_0' = 1,26 \rightarrow H_0' = Hb/1,26$**

On trouve **$H_0' = 5,52$ m**

On a donc :

$hs/ H_0' = 3,62$ et **$H_0'/ g T^2 = 0,0056$**

Avec **hs** : profondeur d'eau = 20.m.
On trouve :
$hs/ H_0' = 3,62 > 3 \rightarrow$ On utilise l'abaque 5 sans faire d'interpolation.

Tableau 24 : Tableau des abaques.

Abaque 1	$hs/ H_0' = 0$	$H_0'/ g T^2 = 0,0056$	cotg α =1,5	$Ru/ H_0' = /$
Abaque 2	$hs/ H_0' = 0,45$	$H_0'/ g T^2 = 0,0056$	cotg α =1,5	$Ru/ H_0' = /$
Abaque 3	$hs/ H_0' = 0,8$	$H_0'/ g T^2 = 0,0056$	cotg α =1,5	$Ru/ H_0' = /$
Abaque 4	$hs/ H_0' = 2$	$H_0'/ g T^2 = 0,0056$	cotg α =1,5	$Ru/ H_0' = /$
Abaque 5	$hs/ H_0' > 3$	$H_0'/ g T^2 = 0,0056$	cotg α =1,5	$Ru/ H_0' = 2$

NB : Pour les graphes des abaques voir **Annexe 7.**

On trouve $Ru/ H_0' = 2$ **$\rightarrow$ Ru= 11,04 m.**

NB : Voir l'abaque du graphe du coefficient de correcteur K voir **Annexe 8**.
Tg(α) =0.66 (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.205.**
R (corrigé) = 11,04 x 1.205 = 13,3m.

Ru= 13,3 m.

<u>Le Run up:</u>

$$Z = Ru * r + NM$$

Ru : hauteur d'ascension des vagues

r =0.5 : coefficient de rugosité

NM= HMVE = +0.5 NGA (haute mer de vives eaux)

$$Z = 13,3 * 0,5 + 0,5 = 7,15 \text{ m}$$

On prend **Z= 7,15 m =Rc.**

B- <u>Au niveau du musoir</u>

Calcul de : $\frac{H_b}{gT^2}$

Hb: Houle de Projet = 6,59 mètres
T : La période de la houle = 10 secondes
g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2

$$Hb / gT^2 = 6{,}59 / 9.81 \times 10^2 = 0.0067$$

Avec m = 10% = 0.1 (la pente du fond de mer) de l'abaque on trouve**.**
NB : Voir **Annexe 6, Abaques de CERC.**

On a **Hb/H₀' = 1,3 → H₀' = Hb/1,3**

On trouve **H₀' = 5,07 m**

On a donc :

hs/ H₀' = 3,95=4 et **H₀'/ g T^2 =0,0052**

Avec **hs** : profondeur d'eau = 20.m.
On trouve
hs/ H₀' = 4 >3 → On utilise l'abaque 5 sans faire d'interpolation.

Tableau 25 : Tableau des abaques.

Abaque 1	**hs/ H₀'= 0**	**H₀'/ g T^2 =0,0052**	**cotg α =1,5**	**Ru/ H₀'= /**
Abaque 2	hs/ H₀'= 0,45	H₀'/ g T^2 =0,0052	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 3	hs/ H₀'= 0,8	H₀'/ g T^2 =0,0052	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 4	hs/ H₀'= 2	H₀'/ g T^2 =0,0052	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 5	hs/ H₀' > 3	H₀'/ g T^2 =0,0052	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= 2

NB : Pour les graphes des abaques voir **Annexe 7.**

On trouve Ru/ H₀'= 2 **→ Ru= 10,14 m.**

NB : Voir l'abaque du graphe du coefficient de correcteur K voir **Annexe 8**.
Tg(α) =0.66 (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.205.**
R (corrigé) = 10,14 x 1.205 = 12,22 m.

Ru= 12,22 m.

<u>Le Run up:</u>

$$Z = Ru * r + NM$$

Ru : hauteur d'ascension des vagues

r =0.5 : coefficient de rugosité

NM= HMVE = +0.5 NGA (haute mer de vives eaux)

$$Z = 12{,}22 * 0{,}5 + 0{,}5 = 6{,}61 \text{ m}$$

On prend **Z= 6,61 m= Rc.**

C- <u>Au niveau de la section courante après l'enracinement</u>

<u>1er cas : profondeur de -5m</u>

Calcul de : $\frac{H_b}{gT^2}$

Hb: Houle de Projet = 3,79 mètres
T : La période de la houle = 10 secondes
g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2

$$Hb / gT^2 = 3{,}79 / 9.81 \times 10^2 = 0.00386 = 0{,}004$$

Avec m = 10% = 0.1 (la pente du fond de mer) de l'abaque on trouve**.**
NB : Voir **Annexe 6, Abaques de CERC.**

On a **Hb/H_0' = 1,52 → H_0' = Hb/1,52**

On trouve **H_0' =2,49= 2,5 m**

On a donc :

hs/ H_0' = 2 et **H_0'/ g T^2 =0,00255=0,0026**

Avec **hs** : profondeur d'eau = 5 m.
On trouve
hs/ H_0' = 2 → On utilise l'abaque 4.

Tableau 26 : Tableau des abaques.

Abaque 1	**hs/ H_0'= 0**	**H_0'/ g T^2 =0,0026**	**cotg α =1,5**	**Ru/ H_0'= /**
Abaque 2	hs/ H_0'= 0,45	H_0'/ g T^2 =0,0026	cotg α =1,5	Ru/ H_0'= /
Abaque 3	hs/ H_0'= 0,8	H_0'/ g T^2 =0,0026	cotg α =1,5	Ru/ H_0'= /
Abaque 4	hs/ H_0'= 2	H_0'/ g T^2 =0,0026	cotg α =1,5	Ru/ H_0'= 3
Abaque 5	hs/ H_0' > 3	H_0'/ g T^2 =0,0056	cotg α =1,5	Ru/ H_0'= /

NB : Pour les graphes des abaques voir **Annexe 7.**

On trouve Ru/ H_0'= 3 → **Ru= 7,5 m.**

NB : Voir l'abaque du graphe du coefficient de correcteur K voir **Annexe 8**.
Tg(α) =0.66 (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.165.**
R (corrigé) = 7,5 x 1.165 = 8,7375 = 8,74 m.

Ru= 8,74 m.

<u>Le Run up:</u>

Z=Ru *r +NM

Ru : hauteur d'ascension des vagues

r =0.5 : coefficient de rugosité

NM= HMVE = +0.5 NGA (haute mer de vives eaux)

Z= 8,74 *0,5 + 0,5 = 4,87 m

On prend **Z= 4,87 m= Rc.**

2eme cas : profondeur de -15m

Calcul de :

$$\frac{H_b}{gT^2}$$

Hb: Houle de Projet = 6,18 mètres
T : La période de la houle = 10 secondes
g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2

$$Hb / gT^2 = 6{,}18 / 9.81 \times 10^2 = 0.0063$$

Avec m = 10% = 0.1 (la pente du fond de mer) de l'abaque on trouve**.**
NB : Voir **Annexe 6, Abaques de CERC.**

On a **Hb/H₀' = 1,34 → H₀' = Hb/1,34**

On trouve **H₀' = 4,6 m**

On a donc :

hs/ H₀' = 3,26 et **H₀'/ g T^2 =0,00468=0,0047**

Avec **hs** : profondeur d'eau = 15 m.
On trouve
hs/ H₀' = 3,26 >3 → On utilise l'abaque 5 sans faire d'interpolation.

Tableau 27 : Tableau des abaques.

Abaque 1	**hs/ H₀'= 0**	**H₀'/ g T^2 =0,0056**	**cotg α =1,5**	**Ru/ H₀'= /**
Abaque 2	hs/ H₀'= 0,45	H₀'/ g T^2 =0,0056	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 3	hs/ H₀'= 0,8	H₀'/ g T^2 =0,0056	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 4	hs/ H₀'= 2	H₀'/ g T^2 =0,0056	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= /
Abaque 5	hs/ H₀' > 3	H₀'/ g T^2 =0,0056	cotg α =1,5	Ru/ H₀'= 2

NB : Pour les graphes des abaques voir **Annexe 7.**

On trouve Ru/ H₀'= 2 **→ Ru= 9,2 m.**

NB : Voir l'abaque du graphe du coefficient de correcteur K voir **Annexe 8**.
Tg(α) =0.66 (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.205.**
R (corrigé) = 9,2 x 1.205 = 11,086 = 11,1m.

Ru= 11,1 m.

Le Run up:

$$Z = Ru * r + NM$$

Ru : hauteur d'ascension des vagues

r =0.5 : coefficient de rugosité

NM= HMVE = +0.5 NGA (haute mer de vives eaux)

Z= 11,1 *0,5 + 0,5 = 6,05 m

On prend **Z= 6,05 m= Rc.**

D- Au niveau de l'enracinement

Calcul de : $\frac{H_b}{gT^2}$

Hb: Houle de Projet = 0,3 mètres
T : La période de la houle = 10 secondes
g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2

$$Hb / gT^2 = 0,3 / 9.81 \times 10^2 = 0.0003$$

Hb / gT^2 est très petit, donc le calcul du Run up n'est pas nécessaire.

9- Calcul du talus arrière

A- Au niveau de la section courante avant le musoir

Tableau 28 : Données concernant le talus arrière.

Rc/ H_b = 0,9	**$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,45**
Rc /H_b= 1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,40
Rc/ H_b = 1,1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,35
Rc/ H_b = 1,2	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,30

On calcul **Rc/Hs** :.

Rc/H_b= 7,15/6,96 = 1,027 =1 (on fait une approche).

On a : **Rc/H_b= 1 → $D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,40**

Transformation des blocs en enrochement :

Wc(poids en bloc) → γ_s=2,4 t/m^3 et M50 (poids en enrochement)→ γ_{er}=2,6 t/m^3

Tableau 29 : Tableau de transformation.

30 t	**2,4 t/m^3**
M50= (30*2,6)/2,4 =32,5 t	2,6 t/m^3

$D_{n50\ arrière} = 0,40 * D_{n50\ avant}$

$D_{n50\ avant} = (M50/ \gamma_{er})^{1/3}$

$D_{n50\ avant} = (32,5/ 2,6)^{1/3} = 2,32m = 2320mm$

$D_{n50\ avant} = 2320mm$

$D_{n50\ arrière} = 0,4 * D_{n50\ avant} = 0,40 * 2,32 = 0,928 = 0,93$ m

$D_{n50\ arrière} = 0,93$ m

$D_{n50\ arriere} = (M50/ \gamma_{er})\ ^{\wedge}1/3$ → **$M50 = D_{n50\ arriere}^{\ 3} * \gamma_{er}$**

On trouve donc **M50 = 2,09 = 2,1 t**

B- <u>Au niveau du musoir</u>

Tableau 30 : Données concernant le talus arrière.

$Rc/ H_b = 0,9$	**$D_{n50\ arrière} / D_{n50\ avant} = 0,45$**
$Rc/ H_b = 1$	$D_{n50\ arrière} / D_{n50\ avant} = 0,40$
$Rc/ H_b = 1,1$	$D_{n50\ arrière} / D_{n50\ avant} = 0,35$
$Rc/ H_b = 1,2$	$D_{n50\ arrière} / D_{n50\ avant} = 0,30$

On calcul **Rc/ H_b** :

$Rc/ H_b = 6,61/6,59 = 1$ (on fait une approche).

On a : **$Rc/ H_b = 1$ → $D_{n50\ arrière} / D_{n50\ avant} = 0,40$**

Transformation des blocs en enrochement :

Wc(poids en bloc) → $\gamma s = 2,4$ t/m^3 et M50 (poids en enrochement)→ $\gamma_{er} = 2,6$ t/m^3

Tableau 31 : Tableau de transformation.

40 t	**2,4 t/m^3**
M50= (40*2,6)/2,4 =43,3 t	2,6 t/m^3

$D_{n50\ arrière} = 0,30 * D_{n50\ avant}$

$D_{n50\ avant} = (M50/ \gamma_{er})^{1/3}$

$D_{n50\ avant} = (43,3/ 2,6)^{1/3} = 2,55m = 2550mm$

$D_{n50\ avant} = 2550mm$

$D_{n50\ arrière} = 0,4 * D_{n50\ avant} = 0,40 * 2,55 = 1,02$ m

$D_{n50\ arrière} = 1,02$ m

$D_{n50\ arriere}$ =(M50/ γ_{er}) ^1/3 → **M50 = $D_{n50\ arriere}^{3}$ * γ_{er}**

On trouve donc **M50 = 2,76 t**

C- Au niveau de la section courante après l'enracinement

1er cas : profondeur de -5m

Tableau 32 : Données concernant le talus arrière.

Rc/ H_b = 0,9	**$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,45**
Rc/ H_b = 1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,40
Rc/ H_b = 1,1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,35
Rc/ H_b = 1,2	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,30

On calcul **Rc/ H_b :**

Rc/ H_b = 4,87/3,79 = 1,28 = 1,2 (on fait une approche).

On a : **Rc/ H_b = 1,2 → $D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,30**

Transformation des blocs en enrochement :

Wc(poids en bloc) → γ_s=2,4 t/m^3 et M50 (poids en enrochement)→ γ_{er}=2,6 t/m^3

Tableau 33 : Tableau de transformation.

5 t	**2,4 t/m^3**
M50= (5*2,6)/2,4 = 5,42 t	2,6 t/m^3

$D_{n50\ arrière}$ = 0,30 * $D_{n50\ avant}$

$D_{n50\ avant}$ =(M50/ γ_{er})$^{1/3}$

$D_{n50\ avant}$ = (5,42/ 2,6)$^{1/3}$ = 1,28m =1280mm

$D_{n50\ avant}$ =1280mm

$D_{n50\ arrière}$ = 0,3 *$D_{n50\ avant}$ = 0,30 * 1,28 =0,384 m

$D_{n50\ arrière}$ = 0,384 m

$D_{n50\ arriere}$ =(M50/ γ_{er}) ^1/3 → **M50 = $D_{n50\ arriere}^{3}$ * γ_{er}**

On trouve donc **M50 = 0,15 t**

2eme cas : profondeur de -15m

Tableau 34 : Données concernant le talus arrière.

Rc/ H_b = 0,9	**$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,45**
Rc/ H_b = 1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,40
Rc/ H_b = 1,1	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,35
Rc/ H_b = 1,2	$D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,30

On calcul **Rc/ H_b :**

Rc/ H_b = 6,05/6,18 = 0,98 = 1 (on fait une approche).

On a : **Rc/ H_b = 1 → $D_{n50\ arrière}$ / $D_{n50\ avant}$ =0,40**

Transformation des blocs en enrochement :

Wc(poids en bloc) → γ_s=2,4 t/m^3 et M50 (poids en enrochement)→ γ_{er}=2,6 t/m^3

Tableau 35 : Tableau de transformation.

21 t	**2,4 t/m^3**
M50= (21*2,6)/2,4 = 22,75 t =23 t	2,6 t/m^3

$D_{n50\ arrière}$ = 0,40 * $D_{n50\ avant}$

$D_{n50\ avant}$ =(M50/ γ_{er})$^{1/3}$

$D_{n50\ avant}$ = (23/ 2,6)$^{1/3}$ = 2,1m =2100mm

$D_{n50\ avant}$ =2100mm

$D_{n50\ arrière}$ = 0,4 *$D_{n50\ avant}$ = 0,40 * 2,1 =0,84 m

$D_{n50\ arrière}$ = 0,84 m

$D_{n50\ arriere}$ =(M50/ γ_{er}) ^1/3 → **M50 = $D_{n50\ arriere}^{3}$ * γ_{er}**

On trouve donc **M50 = 1,54 t**

10 - Mur de couronnement

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation d'un mur de couronnement en béton. Ce type de dispositif sert également d'accès, de plate-forme de travail, et supporte parfois aussi des conduites ou autres structures de transport.

Les données nécessaires pour le calcul du mur de couronnement n'ont pas été fournies par le LEM. Néanmoins, une méthode de calcul (Martin 1999) sera présentée et expliquée.

A- Critères de stabilité

L'action de la houle sur les murs de couronnement dépend des caractéristiques de la houle incidente, mais aussi de la géométrie précise de l'enrochement de la crête et du mur de couronnement lui-même. Ce sont les principales actions s'exerçant sur la face avant. Un deuxième effet est la sous-pression qui agit sous le mur de couronnement. Le poids du mur de couronnement ainsi que de la force de frottement mobilisée entre le mur de couronnement et la couche en enrochement sur laquelle il repose opposent les forces dues à la houle.

B- Dimensionnement

La méthode qui a été utilisée par le LEM pour dimensionner le mur de couronnement est celle de Martin (1999) ; c'est une méthode globale de calcul des forces de la houle sur des murs de couronnement de digue, en se basant sur le cas spécifique où les vagues frappant le mur de couronnement ont déjà déferlé.

Martin a démontré que la distribution temporelle de la pression sur l'élément de mur de couronnement présentait deux pics. Le premier pic (pression d'impact) est occasionné par le changement brutal de direction du front de la vague à cause du mur de couronnement, tandis que le second pic (pression d'effondrement), induit par la masse d'eau qui redescend du mur à grande vitesse, se produit après que le niveau maximal de Run-up ait été atteint.

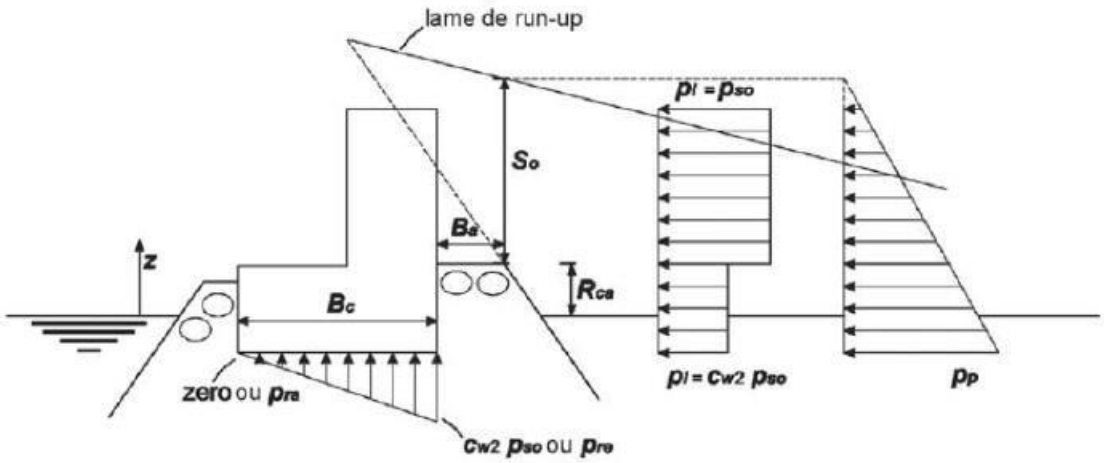


Figure 52 : la distribution temporelle de la pression sur l'élément de mur de couronnement selon Martin (1999).

a. Méthode de Martin pour le calcul de la pression d'impact :

Pour calculer la pression d'impact, pi(N/m2), sur la zone non-protégée de la face avant du mur de couronnement (au-dessus du niveau Rca) on utilise les équations suivantes :

$$P_i(z) = p_{so} = c_{w1}\,\rho_w\,g\,S_0$$

Où S0 est le run-up maximal (m), sur le bord de la crête côté mer, défini par :

$$S_0 = H\,(\,1 - R_{ca}/\,R_u\,)$$

$$C_{w1} = 2.9\,((R_u/H)\cos\alpha)^{\,2}$$

Sur la zone du mur de couronnement protégée par la berme de la carapace, la distribution de la pression est donnée par les équations suivantes, dans lesquelles Cw2 est un paramètre empirique adimensionnel calculé pour 0.03 < H/Lp<0.075 :

$$P_i(z) = c_{w2}\, p_{so} = c_{w2}\, c_{w1}\, \rho_w\, g\, S_0$$

$$C_{w2} = 0.8 \exp(-10.9\, B_a / L_p)$$

Où Lp= longueur d'onde locale (m), calculée à partir de la période de pic de la houle.

Pour déterminer le run-up de la houle, Ru (m), qui apparait dans de S0, la méthode de Martin utilise une équation proposée par Losada (1981), qui repose sur des travaux en houle monochromatique.

$$R_u / H = A_u\,(1 - \exp(B_u \xi))$$

Où ξ est le paramètre de déferlement, défini par $\tan\alpha\sqrt{H / L_0}$, où H est la hauteur de dimensionnement de la houle au pied de l'ouvrage et L0 est la longueur d'onde au large, égale à $gT2/(2\pi)$.

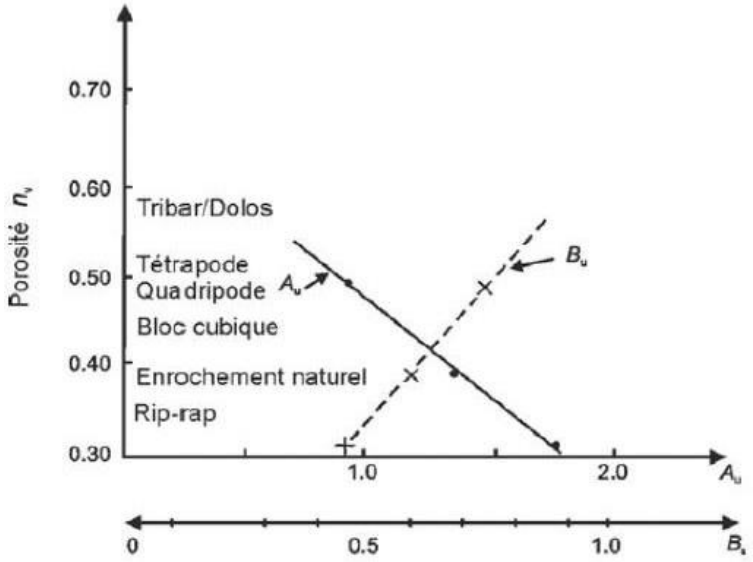


Figure 53 : Coefficients de Run-up Au et Bu.

b. Méthode de Martin pour le calcul de pression d'effondrement :

La distribution de la pression d'effondrement, pp (N/m2), est donnée par les équations suivantes :

$$P_p(z) = c_{w3}\, \rho_w\, g\, (S_0 + R_{ca} - z)$$

Où les coefficients cw3 et c0 sont donnés par :

$$C_{w3} = a \exp(c_0)$$

$$C_0 = c\,(H/L_p - b)^2$$

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients empiriques a, b et c, Dn50 est le diamètre nominal médian de l'enrochement qui constitue la berme supérieure de la carapace :

Tableau 36 : Valeurs des coefficients empirique a, b, c.

Bu / Dn50	a	b	c
1	0,446	0,068	259,0
2	0,362	0,069	357,1
3	0,296	0,073	383,1

Martin propose également des relations pour la distribution de la pression verticale. Sur le bord côté mer, la pression d'impact et la pression d'effondrement sous l'ouvrage sont toute les deux égales à la pression horizontale à la base de la face avant.

- Pression verticale d'impact côté mer : pi = cw2pso ;
- Pression verticale d'effondrement côté mer : pp= pre.

Côté intérieur du mur de couronnement, la pression verticale d'impact est considérée comme négligeable. La pression d'effondrement côté intérieur peut être calculée à 'aide de l'abaque suivante en utilisant la porosité, nv, du matériau sur lequel reposent le mur de couronnement et la pression côté mer, pre.

- Pression verticale d'impact côté intérieur: pi = 0 ;
- Pression verticale d'effondrement côté intérieur: pp = pra.

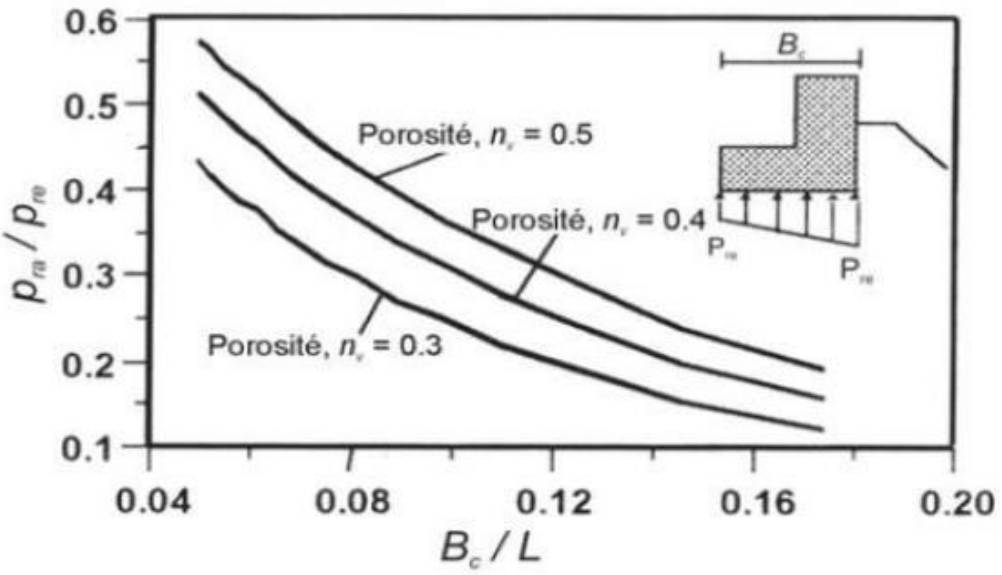


Figure 54: Pression d'effondrement côté intérieur.

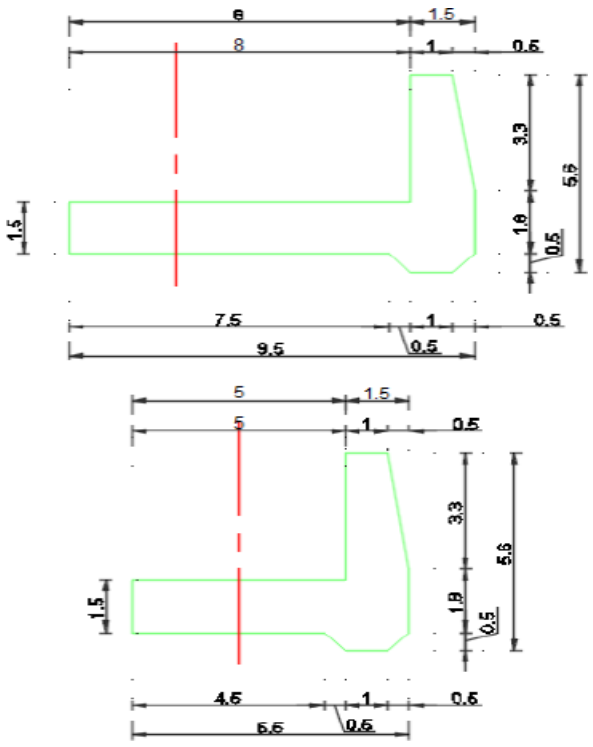


Figure 55 : Exemple d'un mur de couronnement (géométrie) d'une jetée principale (section courante).

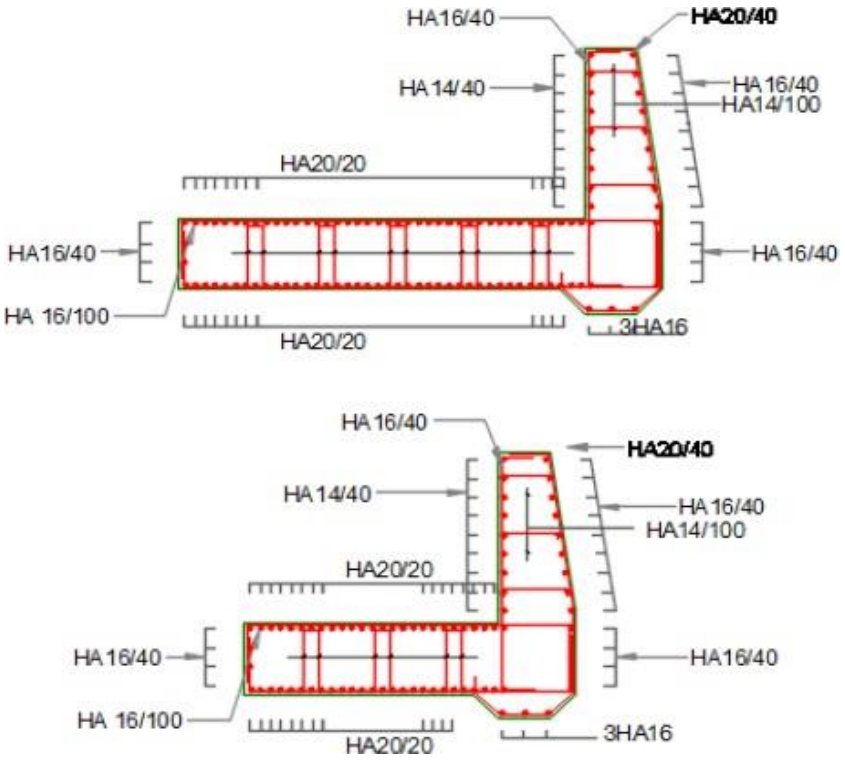


Figure 56 : Exemple de ferraillage d'un mur de couronnement d'une jetée principale (section courante).

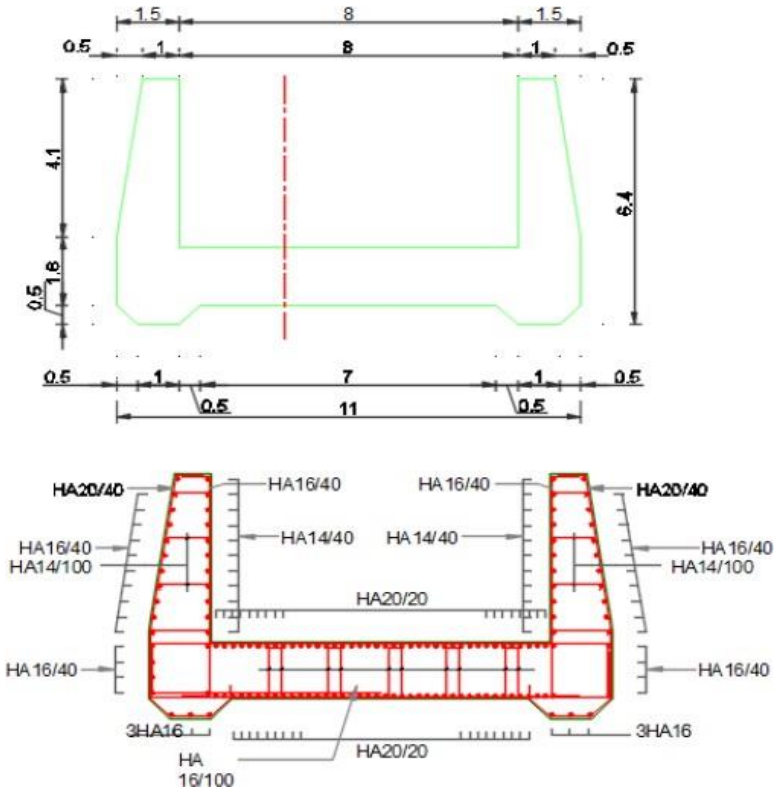


Figure 57 : Exemple d'un mur de couronnement au niveau du musoir (géométrie et ferraillage).

11 - Conclusion

Pour conclure, les différents résultats de la digue sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Jetée principale :

Tableau 37 : Récapitulatif des résultats de la jetée principale

	Profil courant avant le musoir	Au niveau du musoir	Profil courant après l'enracinement		Profil d'enracinement
			-5 m	-15 m	
Poids de la carapace (T)	**30 t**	**40 t**	**5 t**	**21 t**	**1 t**
Epaisseur de la carapace (m)	**5 m**	**5,5 m**	**5 m**	**4,5 m**	**1,5 m**
Nombre de blocs par 100m²	**22 blocs**	**20 blocs**	**70**	**30**	**330**
Largeur de la berme	**8,4 m**	**10,2 m**	**5,2 m**	**8,4 m**	**3 m**
Poids du filtre support (T)	**4,5 t**	**5,5 t**	**2 t**	**2 t**	**0,65 m**
Epaisseur du filtre support (m)	**2,7 m**	**3 m**	**2,1 m**	**2,1 m**	**1,4 m**
Poids du filtre de transition (T)	**0,65 t**	**0,65 t**	**0,65 t**	**0,65 t**	**0,65 m**
Epaisseur du filtre de transition (m)	**1,4 m**	**2 m**	**1,4 m**	**1,4 m**	**1,4 m**
Poids du noyau (T)	**0-500 kg**	**0-500 kg**	**0-500 kg**	**0-500 kg**	**0-500 kg**

Poids de la butée (T)	**1,15 t**	**1 t**	**0,5 t**	**1 t**	**0-500 kg**
Epaisseur de la butée (m)	**2 m**	**1,7 m**	**1,4 m**	**1,7 m**	**1,4 m**
Largeur de la butée (m)	**3,5 m**	**3 m**	**2,5 m**	**3 m**	**2,5 m**

Chapitre 6

Etude des ouvrages d’accostage

1- Introduction

Les ouvrages d'accostage constituent des équipements importants pour les ports. Il faut adopter pour les différents ouvrages des solutions adaptées à l'exploitation.
Sur le plan de sécurité et économiques, sur le plan des dépenses d'investissement et ultérieurement d'entretien.

La dégradation et l'entretien constituent des préoccupations pour les responsables, Ces problèmes nécessitent une intervention qui consiste essentiellement à prendre toutes dispositions nécessaires pour maintenir les ouvrages en état de répondre au service pour lequel ils ont été conçus et réalisés.

Les ouvrages d'accostage doivent remplir un triple rôle :

- Fournir au navire un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage, son appui et son amarrage.
- Réaliser la liaison entre le navire et la terre, en supportant tout ou une partie des installations de transbordement des marchandises ou des voyageurs et des équipements au service du navire (installations d'avitaillement, prises d'eau, d'électricité, de téléphone, …).
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations très particulières telles que les postes sur coffres ou les postes à point d'amarrage unique.

Les différents types d'ouvrages d'accostage peuvent, d'un point de vue fonctionnel être classés comme suit, par ordre de cout d'investissement croissant, à caractéristiques équivalentes.

A- Les appontements

Ce type d'ouvrage ne soutiennent par les terre qui restent inclinées en talus, le plus souvent revêtus d'enrochements, ou sont isolés de la terre à laquelle ils sont relies par une passerelle.

B- Les quais

Les quais ont les rôles suivants :

- Permettre l'accostage et l'amarrage des navires
- Retenir les terres au contact des plans d'eau
- Assurer la liaison entre le navire et la terre : dans ce cas, les ouvrages de liaison supportent les engins de manutention de l'air de stockage, qui peuvent comporter des hangars, des terre-pleins, des chaussées et des voies ferrées.
- Mur de soutènement pour les remblais constituant le terre-plein situé en arrière.

a. Les différents types de quais : La répartition en deux catégories adoptées estfonction de mode de fonctionnement.

- **Les quais massifs :**

Ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité d'ensemble est assurée par le poids du quai, on distingue :

a- Les quais en blocs : Ces quais sont constitués de blocs en béton (éventuellement évidés remplis de remblais) empilés les uns sur les autres. Le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochement préalablement réglée, c'est le type de quai traditionnel en Méditerranée, pour des faibles hauteurs (≤15m).

b- Les quais en caissons : Ils sont constitués de caisson en béton armé ou précontraint, généralement, préfabriqués de forme prismatiques et sont remplis de remblais.

Avantage :

Ces ouvrages sont plus légers, ils amènent des contraintes moins élevées sur le sol.
La technique d'exécution de ce type de quai permet une réalisation rapide, car on réalise simultanément, la fabrication et les travaux de dragage.

Inconvénients :

Le coût est relativement élevé.

c- Les quais en gabions de palplanches **:** Ils sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement et assemblées sous forme d'enceintes gabionnées qui limitent un massif de terre.

- **Les quais sur pieux :**

On distingue :

a- Les quais pleins : Ils sont constitués d'une plateforme chargée d'un remblai reposant sur les pieux inclinés reprennent seuls les efforts horizontaux, la plateforme joue aussi le rôle de chaise diminuent les efforts de poussées sur le rideau avant.

b- Les quais creux : solution intermédiaire, ils évitent d'avoir une largeur de plateformeprohibitive. Le rideau de palplanche peut être, soit continu, soit en discontinu nécessite alors une protection du talus contre la houle. Le rideau de palplanche permet de mobiliser une butée relativement importante.

b. Paramètres de choix d'un type de quai :

- La géotechnique : La qualité du sol de fondation est un élément important, elle conditionne d'une part de fondation, superficielle et autre part profonde.
- Les efforts : Faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant de la hauteur des navires à recevoir), la nature des terres à soutenir, la pression hydrostatique, hydrodynamique et les surcharges d'exploitation.
- L'agitation : Dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible.
- La sécurité : Souhaitée pour l'ouvrage, accostage accidentel d'un navire.
- La durée de vie : la durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

C- Les ouvrages pour la réparation

La réparation et l'entretien des navires se fait dans les cales seches, les cales de halages, les docks flottants…

Définition :

- Cales de halage : Ce sont des plans inclinés sur lesquels on hale le navire après l'avoir fait reposer sur un chariot appelé ber ou berceau, roulant sur une voie.
- Docks flottants : Un dock flottant est un flotteur en forme d'U, dont on peut régler la flottabilité par des mouvements de lest liquide et peut recevoir un navire entre les branches de l'U (ou murailles) en position immergée et le maintenir à sec en position haute pour les travaux d'entretien ou de réparation. Les docks flottants exigent de grandes profondeurs, en des emplacements protégés de la houle, du courant et du vent.

2- Calcul du quai à -12,00 m

Nous déclinons ci-après la procédure de calcul d'un quai moyen :

A- Objet de la note de calcul

L'objet de ce calcul est la vérification de la stabilité et du dimensionnement du quai à (-12,00 m) composé par 5 types de blocs, projetés pour l'extension du port de Dellys.

a. Données physiques et géotechniques :

- Marnage de 0,30 m
- Poids volumique de l'eau de mer $\gamma_0 = 1,03T / m^3$
- Effort d'amarrage : 3,33 T/ ml
- Accélération de zone : A = 0,3
- Charge d'exploitation : 4 T/ m^2
- Chariot de capacité de 37 tonnes.

Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements :

- Poids volumique $\gamma_d = 1,8T / m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_d = 1,1T / m^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 37°$
- Cohésion $c = 0T / m^2$

Assise en T.V.C :

- Poids volumique déjaugé $\gamma'_d = 1,1T / m^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 38°$
- Cohésion $c = 0T / m^2$

b. Matériaux :

Les matériaux utilisés pour la construction du quai ont les caractéristiques suivantes :

Béton de masse :

- Béton dosé à 300 kg / m^3 (Béton N°2)
- Poids volumique $\gamma_b = 2,4T\ /m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1,4T\ /m^3$

Béton armé :

- Béton dosé à 350 kg / m^3 (Béton N°3)
- Poids volumique $\gamma_b = 2,5T\ /m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1,5T\ /m^3$

c. Charges et combinaisons de charges :

Charges permanentes G :

- Poids propre du mur
- Poussée des terres
- Poids du remblai dans les évidements et sur les blocs
- Poussée hydrostatique du marnage ou poussée hydrodynamique

Charge d'exploitations Q :

- Effort d'amarrage
- Surcharge de 4 T/ m^2
- Chariot de capacité de 37 tonnes.

Les combinaisons utilisées sont :

- Cas statique : G + 1,5Q
- Cas dynamique : G + 1,5Q + F_a

  Avec :

  Accélération sismique verticale : $K_v = \pm 0,3K_h$

Coefficients de sécurité :

Tableau 38 : Coefficients de securite.

	Cas statique	Cas dynamique
Au renversement	$\geq 1,5$	$\geq 1,1$
Au glissement	$\geq 1,5$	$\geq 1,1$
Au poinçonnement	$\geq 1,5$	$\geq 1,5$

B- Calcul des efforts

a. Calcul des coefficients de poussées :

Pour le calcul des coefficients de poussées on utilise la formule **MONONOBE OKABE** :

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

Avec :

K_a : Coefficient de poussée

φ : Angle de frottement interne

δ : Angle de frottement du sol sur l'écran (frottement mur-sol ou sol-sol)

- Pour un frottement mur-sol : $\delta = \frac{2\varphi}{3} = 24{,}67°$
- Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi = 37°$

λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale

β : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale

$\theta = Arctg\left[\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right]$; Avec :

K_h : Accélération horizontale ($K_h = A = 0{,}3$)

$K_v = \pm 0{,}3K_h$: Accélération sismique verticale

b. Mur en bloc :

❖ **Cas statique :**

Ecran vertical :

$$\left\{\begin{array}{l}\varphi = \delta = 37°; \beta = \lambda = \theta = 0; \textit{frottement sol sol} \Rightarrow K_{a1} = 0{,}2330 \\ \varphi = 37°; \delta = 24{,}67°; \beta = \lambda = \theta = 0; \textit{frottement sol béton} \Rightarrow K_{a2} = 0{,}225\end{array}\right\}$$

❖ **Cas dynamique** : (K_h= 0,3)

$$\theta = arctg\left[\frac{0,3}{\sqrt{1-0,09}}\right] = 18,26°$$

Ecran vertical :

$$\left.\begin{cases}\varphi=\delta=37°;\beta=\lambda=0;\theta=18.26° \textit{frottement} \quad \text{sol sol} \Rightarrow K_{a1}=0,55\\ \varphi=37°;\delta=24,67°;\beta=\lambda=0;\theta=18\ ;26°;\text{frottement} \quad \text{sol béton} \Rightarrow K_{a2}=0,49\end{cases}\right\}$$

c. Poussées des terres :

La pression exercée par les terres sur écran est donnée par la formule :

$$P_l = \gamma_i h_i K_{ai}$$

h_i : Hauteur de la couche des terres

γ_i : Poids volumique

K_{ai} : Coefficient de poussée

La poussée des terres est l'aire du diagramme des contraintes qui en résulte

d. Poussée dues à la surcharge d'exploitation :

Les divers paramètres à calculer sont donnés par les formules suivantes :

Coefficient de poussée : $k_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$

Contrainte : $\sigma_i = k_{qi} \times q$ où : q = 4,00 T/ ml

Poussée : $P_i = \sigma_i \times h_i$

e. Poussée dues au chariot élévateur de 37 tonnes :

Les efforts dû au portique de 37 tonnes sont de :

- Poids total à vide : 51 T
- 75 T (essieu avant) et 14 T (essieu arrière)

Le schéma suivant illustre la façon avec laquelle se diffuse l'effort ramené par chaque essieu à une roue (cas du chariot de 37 tonnes). A partir de chaque impact (b×L) de chaque roue de résultante P il y a diffusion ; et la poussée est répartie triangulairement sur l'écran touché par cette diffusion, la poussée est l'aire de ce triangle.

$$tg\varphi = \frac{h}{} \Rightarrow h = a \times tg\varphi$$

$$d = (a+b)tg\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right] - a \times tg\varphi \quad ; P_n = P \ \mathrm{tg}\left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right]$$

$$P = \frac{W}{2a+L}$$

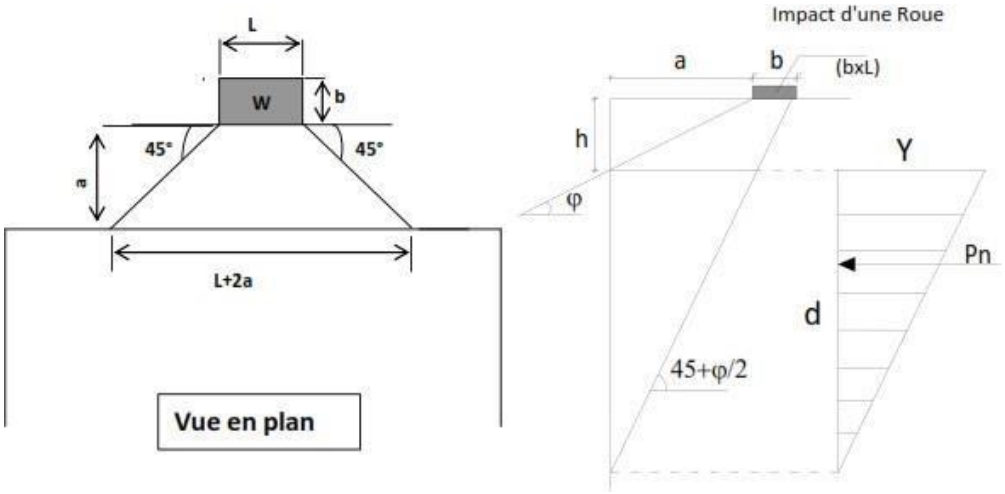


Figure 58 : Schema illustrant l'impact d'une roue.

f. Poussée hydrodynamique :

Elle est donnée par la formule suivante : $P_h = 0{,}9917 \ K \ \gamma_w \ h^2$

Le bras de levier de la poussée est Z = 0,4h

h : La profondeur au pied du quai

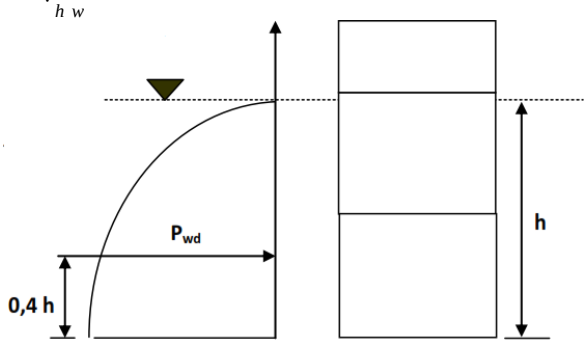


Figure 59 : Poussée hydrodynamique.

g. Efforts d'amarrage :

La force exercée sur les bollards est de 100t tous les 30m c'est une force concentréequ'on peut repartir sur l'ouvrage par le biais d'une poutre longitudinale appeléepoutre de couronnement sur laquelle sont fixée les organes d'amarrage.

On dispose un bollard tous les 30 m donc on aura :

$$P = \frac{100}{30} = 3,33T \ / \ ml$$

Elle est appliquée au niveau de 30 cm au-dessus de niveau supérieurde quai.

h. Efforts dues au séisme :

Force horizontale due au séisme : $F_{sh} = K_h \times W$

Force verticale due au séisme : $F_{sv} = K_V \times W$

D'après le RPA la prise en compte du séisme pour les efforts suivants :

1. Poussée des terres
2. Surcharge uniforme

C - Vérification de la stabilité du quai

a. Cas statique :

❖ **Stabilité partielle**

1er cas :

Tableau 39 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m.

Désignation	Poids (T)	BLH /0 (m)	Ms (Tm/ 3ml)
Bloc type 5	22,57	2,3	17,30
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Total	104,11	-	86,96
Total (T/ ml)	34,70	-	28,98

Poussées des terres :

Diagramme des poussées :

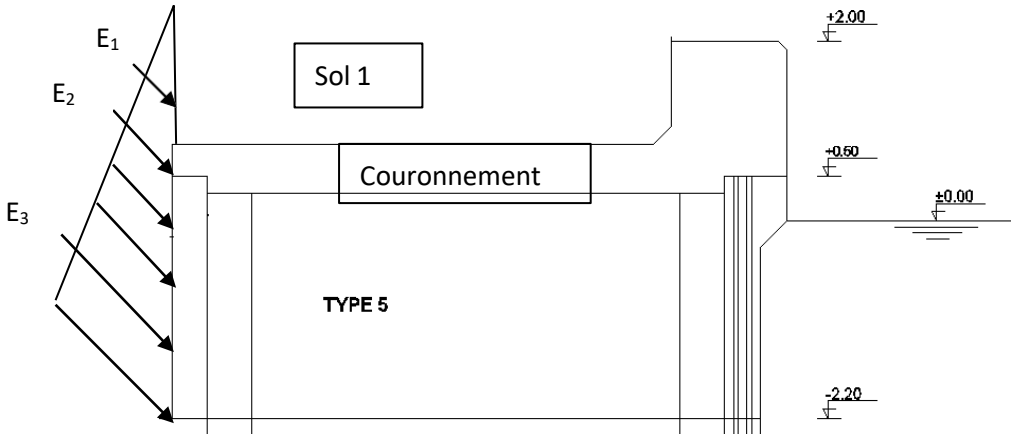


Figure 60 : Diagramme des poussees.

- Entre +0,70 et + 2,00 : remblai sec ; écran vertical

  E_1^H = 1, 52 cos (37°) Ka1 =1, 21 Ka1 T/ml

  E_1^V = 1,52 sin (37°) Ka1 = 0,91 Ka1 T/ml

- Entre 0,00 et 0,70 : remblai sec ; écran vertical

  E_2^H = 1, 26 cos (24, 67°) Ka2 =1, 14 Ka1 T/ml

  E_2^V = 1,26 sin (24,67°) Ka2 = 0,53 Ka1 T/ml

- Entre 0,00 et – 2,20 : remblai immergé ; écran vertical

  E_3^H = 4, 05 cos (24, 67°) Ka2 =3, 68 Ka1 T/ml

  E_3^V = 4,05 cos (24,67°) Ka2 =1,68 Ka1 T/ml

Tableau 40 : Poussée des terres.

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV(m)	ZH (m)	Mr (T.m/ ml)	Ms (T.m/ ml)
E1= 1,52Ka1	0,91 Ka1	1,21 Ka1	4,60	3,33	4,03 Ka1	4,18 Ka1
E2= 1,26 Ka2	0,53 Ka2	1,14 Ka2	4,60	2,50	2,85 Ka2	2,44 Ka2
E3=4,05Ka2	1,68 Ka2	3,68 Ka2	4,60	0,92	3,38 Ka2	7,73 Ka2
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1			4,03 Ka1	4,18 Ka1
	2,21 Ka2	4,82 Ka2			6,88 Ka2	10,17 Ka2
Cas statique	0,71	1,37	-	-	2,48	3,26

Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m^2

Tableau 41 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m2.

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
E'1 = 1,73 Ka1	0,80 Ka1	1,06 Ka1	4,60	3,33	3,53 Ka1	3,68 Ka1
E'2 = 0,93 Ka2	0,39 Ka2	0,84 Ka2	4,60	2,50	2,10 Ka2	1,79 Ka2
E'3 = 2,93 Ka2	1,22 Ka2	2,66 Ka2	4,60	0,92	2,45 Ka2	5,61 Ka2
	0,80 Ka1	1,06 Ka1			3,53 Ka1	3,68 Ka1
	1,61 Ka2	3,50 Ka2			4,55 Ka2	7,40 Ka2
Cas statique	0,55	1,03	-	-	1,84	2,74

Poussées hydrostatique du marnage :

Dans notre cas, on a un marnage de e = 0,30 m ce qui nous donne une contrainte

$\sigma = e.\gamma_0$

e = 0,30 m ; γ_0 = 1,03 T/ m^3 ; h' = 2,20 m

$\sigma = 0{,}30 \times 1{,}03 = 0{,}31$ T/ m^2

$P = \frac{1}{2}\sigma_8 h = 0{,}046T \ / ml$

$P' = \sigma_8 h' = 0{,}31 \times 2{,}20 = 0{,}75T \ / ml$

$$\begin{cases} Y_G = 2,2 + \dfrac{0,30}{3} = 2,3m \\ Y'_G = \dfrac{2,2}{2} = 1,1m \end{cases}$$

Effort d'amarrage :

F = 3,33 T/ ml

$$M = 3,33 \times 4,5 = 14,98 T.m / ml$$

Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes :

1. **Diffusion des efforts :**

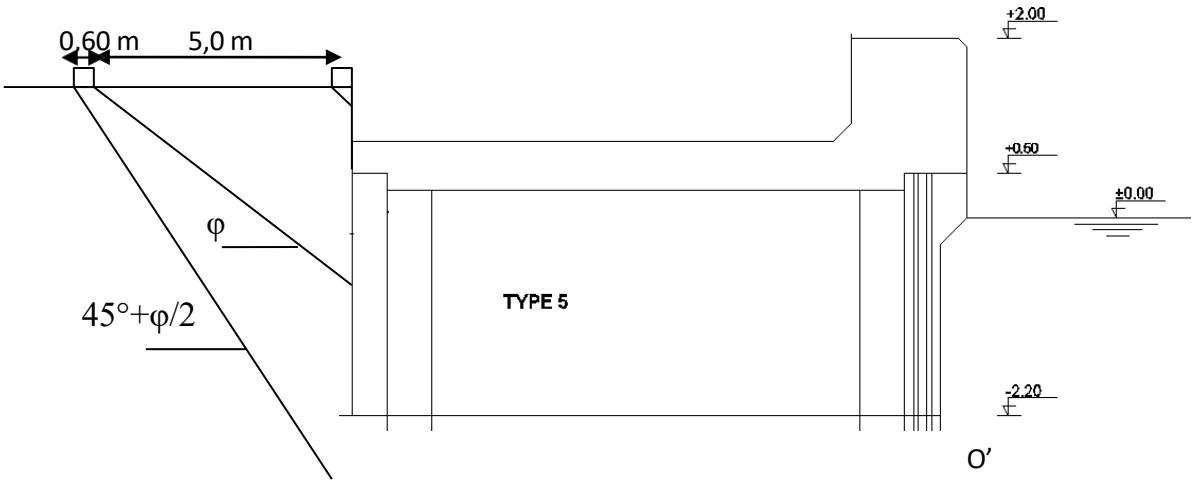


Figure 61 : Schema des efforts.

Efforts dus au chariot élévateur de 37tonnes :

Tableau 42 : Tableau des efforts

Efforts	E^H (T/ ml)	Y_{Gi} (m)	M_r (T.m /ml)
E	**3,74**	**3,8**	**14,20**

La combinaison des charges :

G : charges permanents (poids propre, poussé des terres, manage, remblai)

Q : surcharges (surcharge uniformément répartie, effort d'amarrage, chariot élévateur)

Tableau 43 : Combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/ 3ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur …g1	34,70	-	2,30	-	28,98	-
Poussée des terres … g2	0,71	1,37	4,84	1,61	1,09	0,83
Poussée hydrostatique …g3	-	0,80	1,17	-	-	0,31
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4T/ m^2) … q1	0,55	1,03	3,35	2,66	0,61	0,91
Amarrage … q2	-	3,33	-	4,50	-	4,99
Chariot…q3	-	3,74	-	3,80	-	4,71
G = g1 + g2 + g3	35,41	2,17	-	-	30,07	1,14
Q1 = q1 + q2	0,55	4,36	-	-	0,61	5,90
Q2 = q2 + q3	-	7,07	-	-	-	9,70
Combinaison G +1,5 Qi						
G + 1,5 Q1	36,23	8,71	-	-	30,98	9,99
G + 1,5 Q2	35,41	12,77	-	-	30,07	15,69

- **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 5) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inferieur de sa fondation (o'), soit :

$$F_{r1} = \frac{M_S}{M_R} = 3,10 > 1,5$$

$$F_{r2} = \frac{M_S}{M_r} = 1,92 > 1,5$$ La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifier que le mur de quai (type 5) ne glisse pas sur le mur de quai (type 4), soit :

$$F_{g1} = \frac{P_V .tg\varphi}{P_H} = 3,12 > 1,5$$

$$F_{g2} = \frac{P_V .tg\varphi}{P_H} = 2,09 > 1,5$$

La stabilité au glissement est vérifiée

2ème cas :

Tableau 44 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m.

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Bloc type 5	40,3	2,3	30,89
Bloc type 4	47,86	2,5	39,88
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (Au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 3 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Total	187,88	-	151,62
Total (T/ ml)	62,63	-	50,54

Poussées des terres :

Diagramme des poussées :

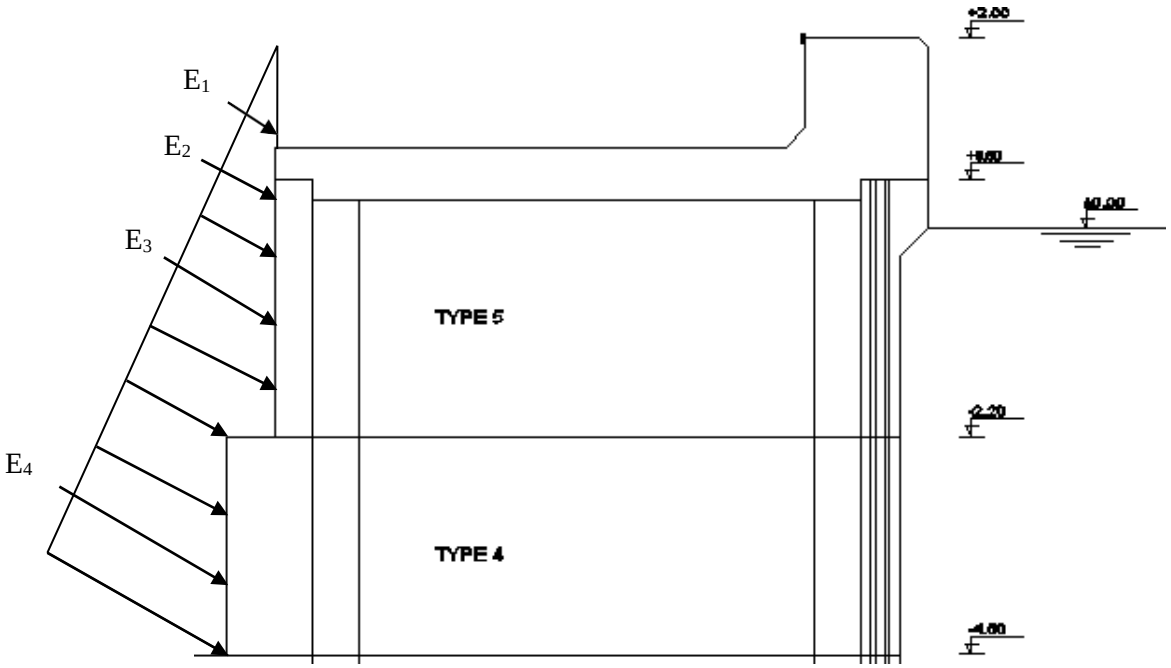


Figure 62 : Diagramme des poussees.

Tableau : Poussées des terres :

Tableau 45 : Poussées des terres.

Efforts	EV(T/m)	EH(T/m)	ZV(m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ml)
E1= 1,52 Ka1	0,91 Ka1	1,21 Ka1	4,60	3,33	4,03 Ka1	4,18 Ka1
E2= 1,26 Ka2	0,53 Ka2	1,14 Ka2	4,60	2,50	2,85 Ka2	2,44 Ka2
E3= 4,05 Ka2	1,68 Ka2	3,68 Ka2	4,60	0,92	3,38 Ka2	7,73 Ka2
E4=5,69Ka2	2,37Ka2	5,17 Ka2	5,10	0,96	4,96Ka2	12,09Ka2
$\sum$	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	4,58 Ka2	9,99Ka2	-	-	11,19 Ka2	22,26Ka2
Cas statique	1,24	2,53	-	-	3,45	5,98

Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m^2

Tableau 46 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m2.

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV (m)	ZH (m)	Ms (T.m /ml)	Mr (T.m /ml)
E'1 = 1,73 Ka1	0,80 Ka1	1,06 Ka1	4,60	3,33	3,53 Ka1	3,68 Ka1
E'2 = 0,93 Ka2	0,39 Ka2	0,84 Ka2	4,60	2,50	2,10 Ka2	1,79 Ka2
E'3 = 2,93 Ka2	1,22 Ka2	2,66 Ka2	4,60	0,92	2,45 Ka2	5,61 Ka2
E'4 = 3,06 Ka2	1,84 Ka2	2,44 Ka2	5,10	0,96	9,38 Ka2	2,34 Ka2
	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	3,45 Ka2	5,94 Ka2			13,93 Ka2	9,74 Ka2
Cas statique	0,96	1,58	-	-	3,95	3,04

Poussée hydrostatique du marnage :

Dans notre cas, on a un marnage de e = 0,30 m ce qui nous donne une contrainte

$\sigma = e.\gamma_0$

e = 0,30 m ; γ_0 = 1,03 T/ m^3 ; h' = 4,50 m

$\sigma = 0{,}30 \times 1{,}03 = 0{,}31$ T/ m^2

$$P = \frac{1}{2}\sigma_8 h = 0{,}046T \ / ml$$

$$P' = \sigma_8 h' = 0{,}31 \times 4{,}50 = 1{,}39T \ / ml$$

$$\begin{cases} Y_G = 4{,}5 + \dfrac{0{,}30}{3} = 4{,}6m \\ Y'_G = \dfrac{4{,}5}{2} = 2{,}25m \end{cases}$$

Effort d'amarrage :

F = 3,33 T/ ml

$$M = 3{,}33 \times 6{,}8 = 22{,}64T.m \ / \ ml$$

Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes :

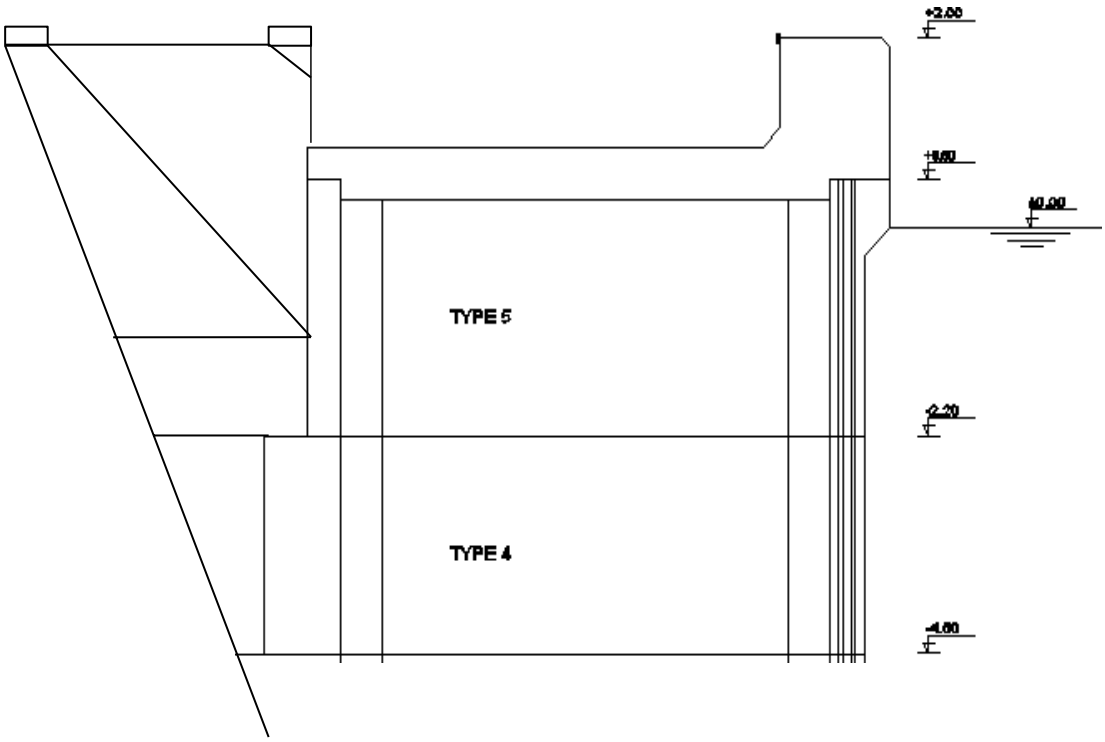


Figure 63 : Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes

Tableau 47 : Efforts dus au portique de 37 tonnes.

Efforts	E^H (T/ ml)	Y_{Gi} (m)	M_r (T.m /ml)
E	**3,74**	**6,10**	**22,81**

La combinaison des charges :

Tableau 48 : combinaison des charges.

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	XG (m)	YG (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/3ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur …g1	62,63	-	0,81	-	50,54	-
Poussée des terres … g2	1,24	2,53			1,99	1,15
Poussée hydrostatique …g3		1,44	2,32	-	-	1,11
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4 T/ m^2) … q1	0,96	1,58			1,32	1,01
Amarrage … q2	-	3,33	-	6,80	-	2,52
Chariot…q3	-	3,74	-	6,10	-	7,60
G = g1 + g2 + g3	63,87	3,97			52,53	2,26
Q1 = q1 + q2	0,96	4,91			1,32	3,53
Q2 = q2 + q3	-	7,07			-	10,12
Combinaison G +1,5 Qi						
G + 1,5 Q1	65,31	11,33			54,51	7,55
G + 1,5 Q2	63,87	14,57			52,53	17,44

❖ Stabilité au renversement :

Il faut vérifie que le mur de quai (type 4) ne renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieure de sa fondation (O'), soit :

F_{r1} = **7,21**>1,5

F_{r2} = **3,01**>1,5 La stabilité au renversement est vérifiée

❖ Stabilité au glissement:

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 4) ne glisse pas sur le mur de quai (type 3), soit :

F_{g1} = **4,32**>1,5

F_{g2} = **3,28**>1,5 La stabilité au glissement est vérifiée

3ème cas :

Tableau 49 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Bloc type 5	40,3	2,30	30,89
Bloc type 4	47,86	2,50	39,88
Bloc type 3	56,26	3,08	57,76
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (Au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 3 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 3 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Total	262,29	-	220,57
Total (T/ ml)	87,43	-	73,52

Poussées des terres :

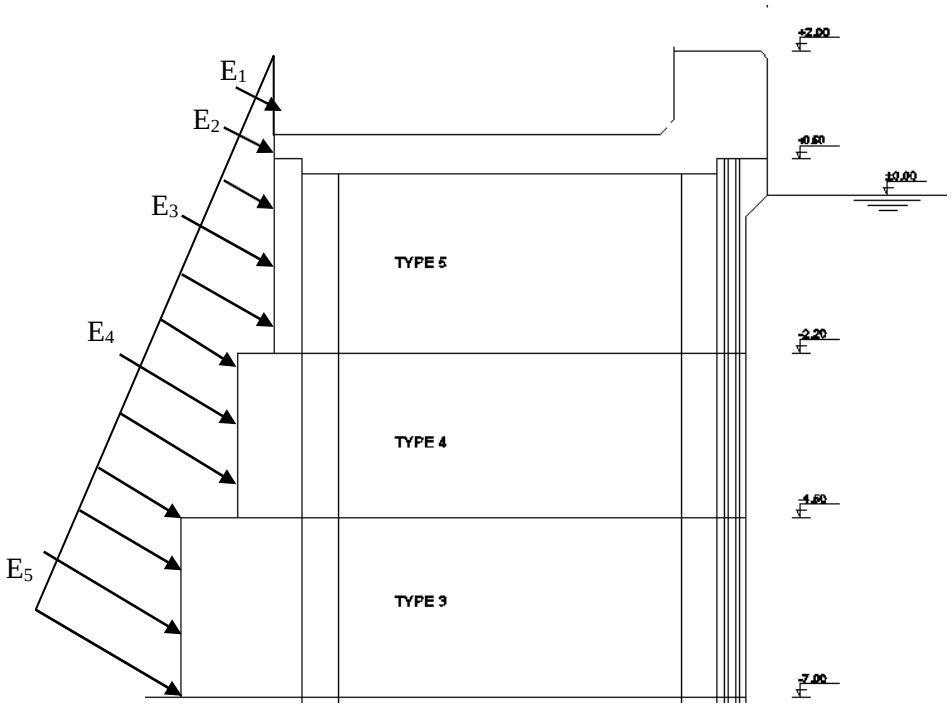


Figure 64 : Poussees des terres

Tableau 50: Poussées des terres

Efforts	EV(T/m)	EH(T/m)	ZV(m)	ZH(m)	Mr (T.m/ ml)	Ms (T.m/ml)
E1= 1,52 Ka1	0,91 Ka1	1,21 Ka1	4,60	3,33	4,03 Ka1	4,18 Ka1
E2= 1,26 Ka2	0,53 Ka2	1,14 Ka2	4,60	2,50	2,85 Ka2	2,44 Ka2
E3= 4,05 Ka2	1,68 Ka2	3,68 Ka2	4,60	0,92	3,38 Ka2	7,73 Ka2
E4=5,69 Ka2	2,37Ka2	5,17 Ka2	5,10	0,96	4,96Ka2	12,09Ka2
E5 = 6,60 Ka2	2,75 Ka2	5,99 Ka2	5,90	1,04	6,22 Ka2	16,22 Ka2
$\sum$	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	7,33 Ka2	15,98Ka2	-	-	17,41 Ka2	38,48Ka2
Cas statique	1,86	3,47	-	-	4,85	9,63

Effort dues à la surcharge de 4 T/ m^2

Tableau 51 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV (m)	ZH (m)	Ms (T.m /ml)	Mr (T.m /ml)
E'1 = 1,73 Ka1	0,80 Ka1	1,06 Ka1	4,60	3,33	3,53 Ka1	3,68 Ka1
E'2 = 0,93 Ka2	0,39 Ka2	0,84 Ka2	4,60	2,50	2,10 Ka2	1,79 Ka2
E'3 = 2,93 Ka2	1,22 Ka2	2,66 Ka2	4,60	0,92	2,45 Ka2	5,61 Ka2
E'4 = 3,06 Ka2	1,84 Ka2	2,44 Ka2	5,10	0,96	9,38 Ka2	2,34 Ka2
E'5 = 3,32 Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	5,90	1,04	8,14 Ka2	3,14 Ka2
	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	4,83 Ka2	8,96 Ka2			22,07 Ka2	12,88 Ka2
Cas statique	1,27	2,26	-	-	5,79	3,75

Poussée hydrostatique du marnage :

Dans notre cas, on a un marnage de e = 0,30 m ce qui nous donne une contrainte :

$\sigma = e.\gamma_0$

e = 0,30 m ; γ_0 = 1,03 T/ m^3 ; h' = 7,00 m

$\sigma_8 = 0{,}30 \times 1{,}03 = 0{,}31$ T/ m^2

$$P = \frac{1}{2}\sigma_8 h = 0,047T \ / ml$$

$$P' = \sigma_8 h' = 0,35 \times 7,00 = 3,29T \ / ml$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_G = 7,0 + \frac{0,30}{3} = 7,1m \\ Y'_G = \frac{7}{2} = 3,5m \end{array} \right\}$$

Efforts d'amarrage :

F = 3,33 T/ ml

$$M = 3,33 \times 9,3 = 30,96T.m \ / \ ml$$

Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes :

Diffusion des efforts :

Essieu 2

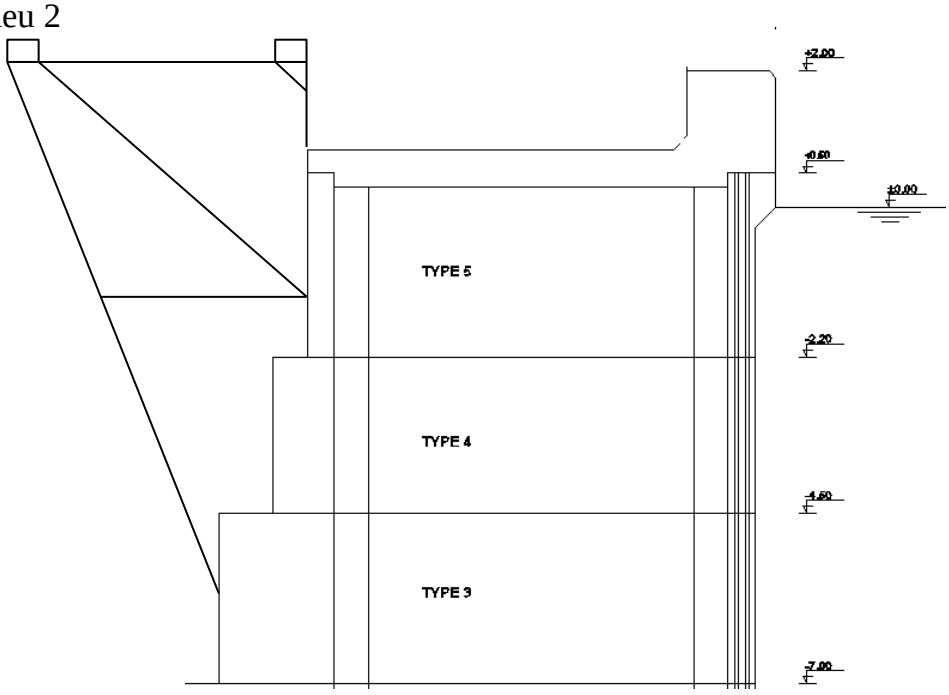


Figure 65 : diffusion des efforts

Tableau 51 : Poussées dues au chariot élévateur de 37 tonnes

Efforts	E^H (T/ ml)	YGi (m)	Mr (T.m /ml)
E	3,74	8,60	32,16
E2	4,34	4,97	21,57
∑	7,08	7,59	53,73

La combinaison des charges :

Tableau 52 : combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	XG (m)	YG (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur …g1	87,43	-	2,52	-	73,52	-
Poussée des terres … g2	1,86	3,47	-	-	3,21	1,62
Poussée hydrostatique …g3	-	3,33	-	3,55	-	3,94
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4 T/ m^2) … q1	1,27	2,26	-	-	1,93	1,25
Amarrage … q2	-	3,33	-	9,30	-	10,32
Chariot…q3	-	7,08	-	7,59	-	17,91
G = g1 + g2 + g3	89,29	6,80			76,73	5,56
Q1 = q1 + q2	1,27	5,59	-	-	1,93	11,57
Q2 = q2 + q3	-	10,41	-	-	-	28,23
Combinaison G +1,5 Qi						
G + 1,5 Q1	91,19	15,18			79,62	22,91
G + 1,5 Q2	89,29	22,41			76,73	47,90

- **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifie que le mur de quai (type 3) ne renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieure de sa fondation (O'), soit :

F_{r1} = **3,47**>1,5

F_{r2} = **1,60**>1,5 La stabilité au renversement est vérifiée

- **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 3) ne glisse pas sur le mur de quai (type 2), soit :

F_{g1} = **4,50** >1,5

F_{g2} = **2,98** >1,5 La stabilité au glissement est vérifiée

4ème cas :

Tableau 53 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Bloc type 5	40,3	2,30	30,89
Bloc type 4	47,86	2,50	39,88
Bloc type 3	56,26	3,08	57,76
Bloc type 2	64,66	3,73	80,39
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (Au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (Au-dessus du bloc 3)	18,15	1,85	11,19
Sol 3 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 4 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 5 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Total	345,1	-	312,15
Total (T/ ml)	115,03	-	104,04

Poussées des terres :

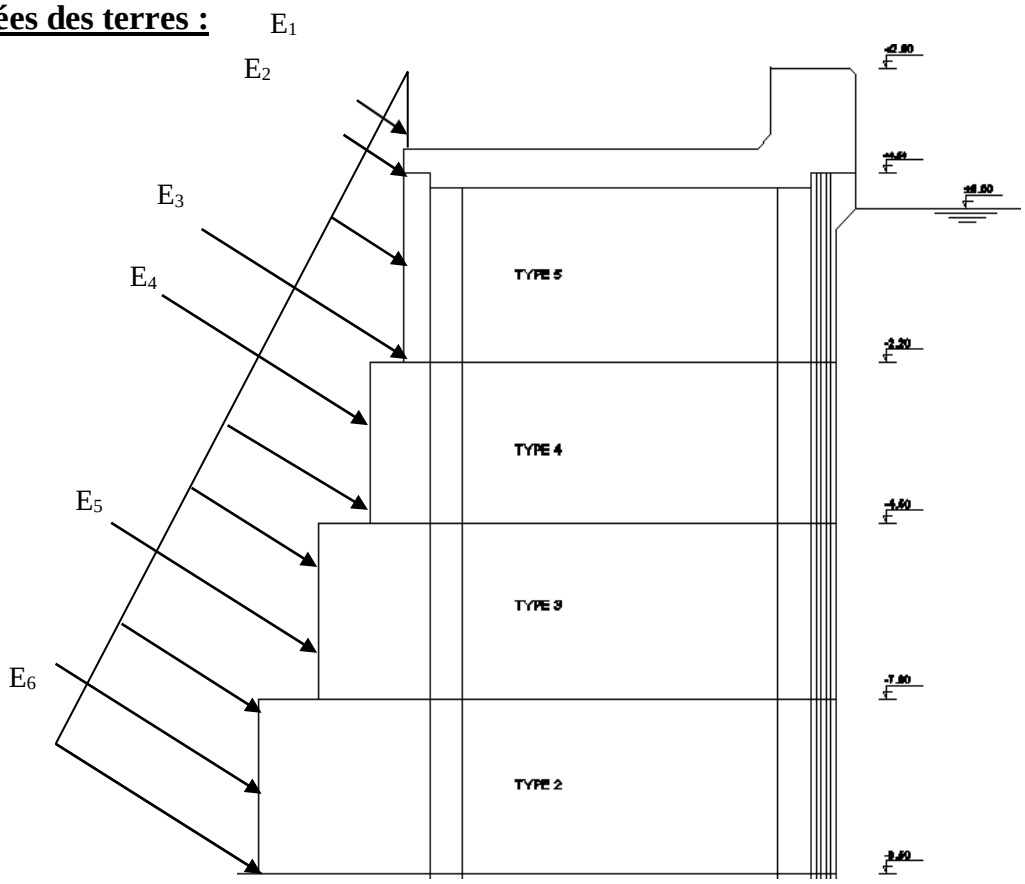


Figure 66 : Poussées des terres

Tableau 54 : Poussées des terres

Efforts	EV(T/m)	EH(T/m)	ZV(m)	ZH(m)	Mr (T.m/ ml)	Ms (T.m/ml)
E1= 1,52 Ka1	0,91 Ka1	1,21 Ka1	4,60	3,33	4,03 Ka1	4,18 Ka1
E2= 1,26 Ka2	0,53 Ka2	1,14 Ka2	4,60	2,50	2,85 Ka2	2,44 Ka2
E3= 4,05 Ka2	1,68 Ka2	3,68 Ka2	4,60	0,92	3,38 Ka2	7,73 Ka2
E4=5,69 Ka2	2,37Ka2	5,17 Ka2	5,10	0,96	4,96Ka2	12,09Ka2
E5 = 6,60 Ka2	2,75 Ka2	5,99 Ka2	5,90	1,04	6,22 Ka2	16,22 Ka2
E6=6,87 Ka2	2,87 Ka2	6,24 Ka2	6,80	1,25	7,8 Ka2	19,52Ka2
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	10,2 Ka2	22,22Ka2	-	-	25,21 Ka2	58,00 Ka2
Cas statique	2,50	5,28	-	-	6,61	14,02

Effort dues à la surcharge de 4 T/ m^2

Tableau 55 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV (m)	ZH (m)	Ms (T.m /ml)	Mr (T.m /ml)
E'1 = 1,73 Ka1	0,80 Ka1	1,06 Ka1	4,60	3,33	3,53 Ka1	3,68 Ka1
E'2 = 0,93 Ka2	0,39 Ka2	0,84 Ka2	4,60	2,50	2,10 Ka2	1,79 Ka2
E'3 = 2,93 Ka2	1,22 Ka2	2,66 Ka2	4,60	0,92	2,45 Ka2	5,61 Ka2
E'4 = 3,06 Ka2	1,84 Ka2	2,44 Ka2	5,10	0,96	9,38 Ka2	2,34 Ka2
E'5 = 3,32 Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	5,90	1,04	8,14 Ka2	3,14 Ka2
E'6= 3,32Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	6,80	1,25	9,38 Ka2	3,77 Ka2
	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	5,76 Ka2	11,98 Ka2			31,45 Ka2	16,65 Ka2
Cas statique	1,48	2,94	-	-	5,9	4,6

Poussée hydrostatique du marnage :

Dans notre cas, on a un marnage de e = 0,30 m ce qui nous donne une contrainte :

$\sigma_8 = e.\gamma_0$

e = 0,30 m ; γ_0 = 1,03 T/ m^3 ; h' = 9,50 m

$\sigma_8 = 0{,}30 \times 1{,}03 = 0{,}31$ T/ m^2

$$P_8 = \frac{1}{2}\sigma_8 h = 0{,}047T / ml$$

$$P_9 = \sigma_8 h' = 0{,}35 \times 9{,}50 = 3{,}32T / ml$$

$$\begin{cases} Y_{G8} = 9{,}5 + \frac{0{,}30}{3} = 9{,}6m \\ Y_{G9} = \frac{9{,}5}{2} = 4{,}75m \end{cases}$$

Efforts d'amarrage :

F = 3,33 T/ ml

$$M = 3{,}33 \times 11{,}80 = 39{,}29 T.m \ / \ ml$$

Poussées dues au portique de 37 T

Diffusion des efforts :

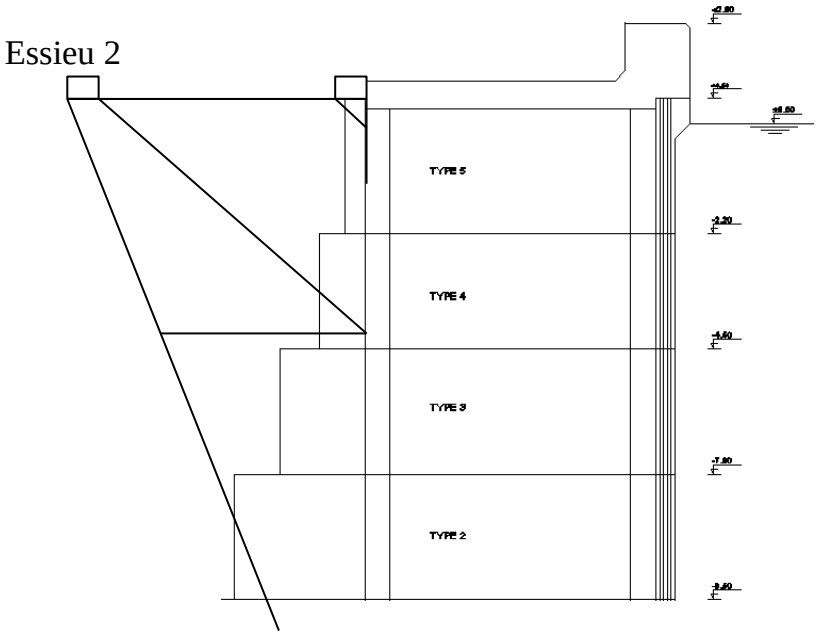


Figure 67 : Poussées dues au portique de 37 T

Tableau 56 : Poussées dues au portique de 37 T

Efforts	E^H (T/ ml)	YGi (m)	Mr (T.m /ml)
E	3,74	10,80	40,39
E2	4,34	7,47	32,42
∑	7,08	11,41	80,81

La combinaison des charges :

Tableau 57 : Combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	XG (m)	YG (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur …g1	115,98	-	0,89	-	104,04	-
Poussée des terres … g2	2,50	5,28	-	-	4,67	2,20
Poussée hydrostatique …g3	-	3,36	-	4,79	-	5,36
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4 T/ m^2) … q1	1,48	2,94	-	-	1,97	1,53
Amarrage … q2	-	3,33	-	11,80	-	13,10
Chariot…q3	-	7,08	-	11,41		26,93
G = g1 + g2 + g3	118,48	8,64	-	-	108,71	7,56
Q1 = q1 + q2	1,48	6,27	-	-	1,97	14,63
Q2 = q2 + q3	-	10,41	-	-	-	40,03
Combinaison G +1,5 Qi						
G + 1,5 Q1	120,70	18,05			111,67	29,51
G + 1,5 Q2	118,48	24,26			108,71	67,61

- **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifie que le mur de quai (type 2) ne renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieure de sa fondation (O'), soit :

F_{r1} =**3,78**>1,5

F_{r2} = **1,61**>1,5 La stabilité au renversement est vérifiée

- **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 2) ne glisse pas sur le mur de quai (type 1), soit :

F_{g1} = **5,02** >1,5

F_{g2} **= 3,66**>1,5 La stabilité au glissement est vérifiée

❖ **Stabilité totale :**

Tableau 58 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Bloc type 5	40,3	2,30	30,89
Bloc type 4	47,86	2,50	39,88
Bloc type 3	56,26	3,08	57,76
Bloc type 2	64,66	3,73	80,39
Bloc type 1	69,28	4,13	95,37
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (Au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (Au-dessus du bloc 3)	18,15	1,85	11,19
Sol 3 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Sol 4(dans les évidements	18,15	1,85	11,19
Sol 5(dans les évidements	18,15	1,85	11,19
Sol 6(dans les évidements	18,15	1,85	11,19
Total	432,53	-	418,71
Total (T/ ml)	144,18	-	139,57

Poussées des terres :

Diagrammes des poussées :

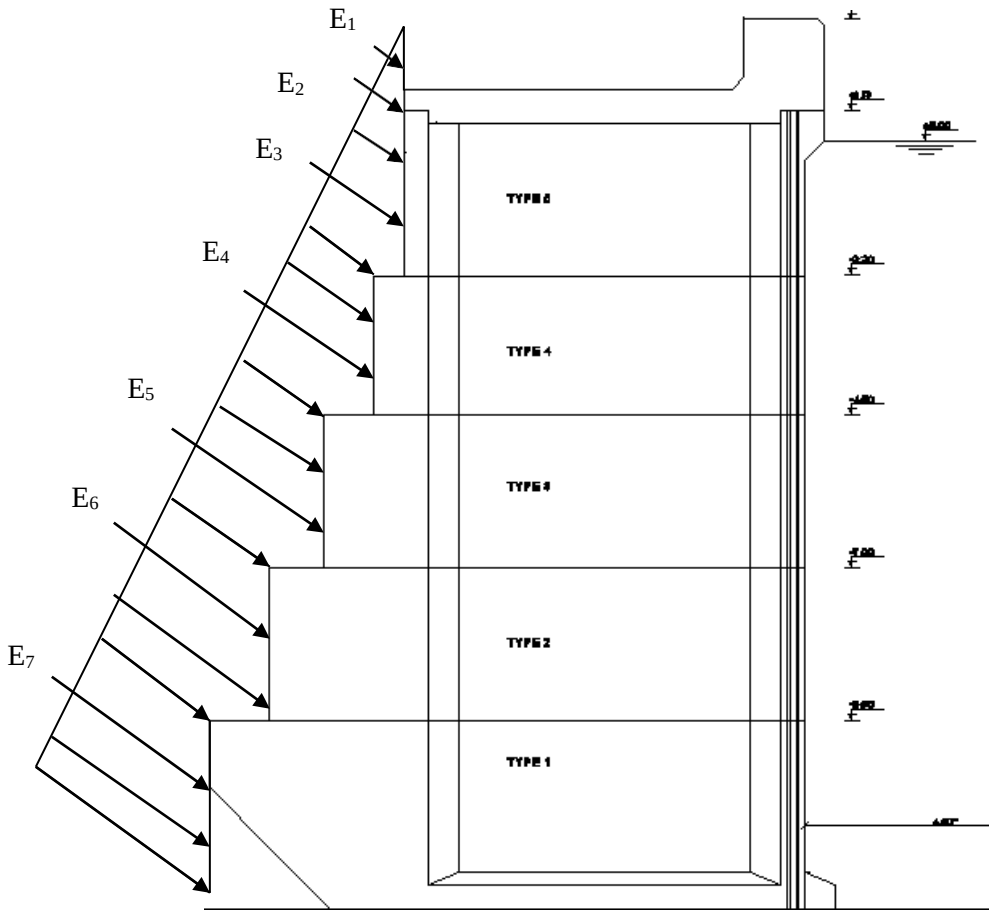


Figure 68 : Diagrammes des poussées

Tableau 59 : Poussées des terres

Efforts	**EV(T/m)**	**EH(T/m)**	**ZV(m)**	**ZH(m)**	**Mr (T.m/ ml)**	**Ms (T.m/ml)**
E1= 1,52 Ka1	0,91 Ka1	1,21 Ka1	4,60	3,33	4,03 Ka1	4,18 Ka1
E2= 1,26 Ka2	0,53 Ka2	1,14 Ka2	4,60	2,50	2,85 Ka2	2,44 Ka2
E3= 4,05 Ka2	1,68 Ka2	3,68 Ka2	4,60	0,92	3,38 Ka2	7,73 Ka2
E4=5,69 Ka2	2,37Ka2	5,17 Ka2	5,10	0,96	4,96Ka2	12,09Ka2
E5 = 6,60 Ka2	2,75 Ka2	5,99 Ka2	5,90	1,04	6,22 Ka2	16,22 Ka2
E6=6,87 Ka2	2,87 Ka2	6,24 Ka2	6,80	1,25	7,8 Ka2	19,52 Ka2
E7= 9,54Ka2	3,98 Ka2	8,69 Ka2	7,80	1,55	13,46Ka2	31,04 Ka2
$\sum$	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	14,18 Ka2	30,91Ka2	-	-	38,67 Ka2	89,04 Ka2
Cas statique	3,40	7,23	-	-	9,63	21,01

Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m

Tableau 60 : Poussées dues à la surcharge de 4 T/ m

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV (m)	ZH (m)	Ms (T.m /ml)	Mr (T.m /ml)
E'1 = 1,73 Ka1	0,80 Ka1	1,06 Ka1	4,60	3,33	3,53 Ka1	3,68 Ka1
E'2 = 0,93 Ka2	0,39 Ka2	0,84 Ka2	4,60	2,50	2,10 Ka2	1,79 Ka2
E'3 = 2,93 Ka2	1,22 Ka2	2,66 Ka2	4,60	0,92	2,45 Ka2	5,61 Ka2
E'4 = 3,06 Ka2	1,84 Ka2	2,44 Ka2	5,10	0,96	9,38 Ka2	2,34 Ka2
E'5 = 3,32 Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	5,90	1,04	8,14 Ka2	3,14 Ka2
E'6= 3,32Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	6,80	1,25	9,38 Ka2	3,77 Ka2
E'7 = 3,32Ka2	1,38 Ka2	3,02 Ka2	7,80	1,55	10,76 Ka2	4,41 Ka2
	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	7,14 Ka2	15,00 Ka2			42,21 Ka2	21,06 Ka2
Cas statique	1,79	3,62	-	-	10,32	5,59

Poussée hydrostatique du marnage :

Dans notre cas, on a un marnage de e = 0,30 m ce qui nous donne une contrainte :

$\sigma = e.\gamma_0$

e = 0,30 m ; γ_0 = 1,03 T/ m^3 ; h' = 12,00 m

$\sigma_8 = 0{,}30 \times 1{,}03 = 0{,}31$ T/ m^2

$$P = \frac{1}{2}\sigma\ h = 0{,}047T \quad / ml$$

$$P' = \sigma h' = 0{,}31 \times 12{,}00 = 3{,}72T \ / \ ml$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_G = 12{,}00 + \frac{0{,}30}{3} = 12{,}10m \\ Y_{G'} = \frac{12{,}00}{2} = 6{,}00m \end{array} \right\}$$

Efforts d'amarrage :

F = 3,33 T/ ml

$$M = 3{,}33 \times 14{,}30 = 47{,}62 T.m / ml$$

Poussées dues au portique de 37 tonnes :

Diffusion des efforts :

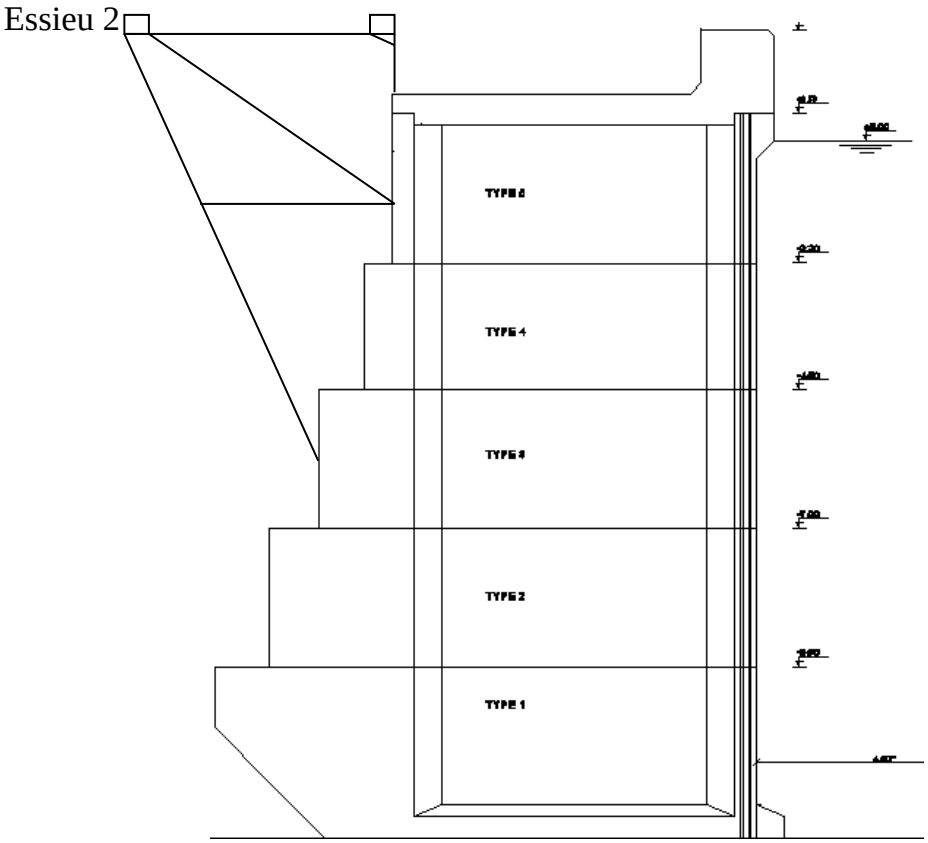


Figure 69 : Diffusion des efforts

Tableau 61 : tableau des efforts

Efforts	E^H (T/ ml)	YGi (m)	Mr (T.m /ml)
E	3,74	13,30	46,15
E2	4,34	9,97	43,27
∑	7,08	12,63	89,42

La combinaison des charges :

Tableau 62 : combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur …g1	144,18	-	-	-	139,57	-
Poussée des terres … g2	3,40	7,23	-	-	7,00	3,21
Poussée hydrostatique …g3	-	3,77	6,08	-	-	7,64
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4 T/ m^2) … q1	1,79	3,62	-	-	3,44	1,86
Amarrage … q2	-	3,33	-	14,30	-	15,87
Chariot…q3	-	7,08	12,63	-	-	29,80
G = g1 + g2 + g3	147,58	11,00	-	-	146,57	10,85
Q1 = q1 + q2	1,79	6,95	-	-	3,44	17,73
Q2 = q2 + q3	-	10,41	-	-	-	45,67
Combinaison G +1,5 Qi						
G + 1,5 Q1	150,26	21,42	-	-	151,73	37,44
G + 1,5 Q2	147,58	26,61	-	-	146,57	79,36

- **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifie que le mur de quai (type 3) ne renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieure de sa fondation (O'), soit :

F_{r1} = **4,05** >1,5

F_{r2} = **1,85** >1,5 La stabilité au renversement est vérifiée

- **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 4) ne glisse pas sur le mur de quai (type 3), soit :

F_{g1} = **5,26** >1,5

F_{g2} = **4,16** >1,5 La stabilité au glissement est vérifiée

❖ **Stabilité au poinçonnement :**

➢ **Capacité portante de l'assise en TVC (- 12,60 m) : G + 1,5 Q1 (Méthode de MEYERHOF) :**

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_{\gamma}(1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' D N_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

Avec : D = 0,60 m ; $\delta = arctg(\frac{F_H}{F_V}) \Rightarrow \delta = 8,11°$

$$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} \Rightarrow e = 2,28m \Rightarrow B' = 4,56m$$

$$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = 32,95T/m^2$$

$Pour\ \varphi = 38°$

$N_\gamma = 80$

$N_q = 49$

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,62$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,83$$

$$Q_{\lim} = 151,24T/m^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 4,59 > 1,5$$

La capacité portante est vérifiée

➢ **Capacité portante du sol de fondation (- 14,60 m) : G + 1,5 Q1**

h = 2, 00 m

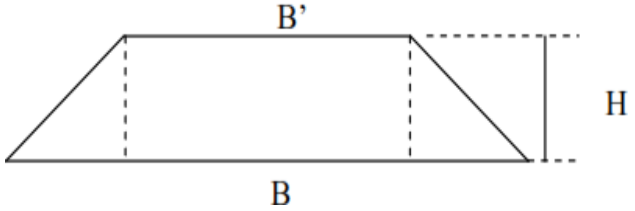
$$B' = 2e = 4,56m$$

$$\overline{B_1} = B' + 2h\ tg\varphi = 7,68m$$

Poids de l'assise en TVC (diffusion)

$$W = \gamma \times h \times (\frac{B_1 + B'}{2}) = 22,04T/m$$

P'V = PV + W = 172,30 T/ ml



$$\delta = arctg(\frac{F_H}{P'_V}) = 7,09°$$

$$Q_{adm} = \frac{P'_V}{B'} = 37,78T \ / m^2$$

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

$Pour\ \varphi = 38°$

$N_\gamma = 80$

$N_q = 49$

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,66$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,85$$

$$Q_{\lim} = 224,05T \ / m^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 5,93 > 1,5$$

La capacité portante est vérifiée

- **<u>Capacité portante de l'assise en TVC (- 12,60 m) : G + 1,5 Q2 (Méthode de MEYERHOF) :</u>**

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

Avec : $\delta = arctg(\frac{F_H}{F_V}) = 10,36°$

$$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} = 1,38m \Rightarrow B' = 2,76m$$

$$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = 52,75T \ / m^2$$

$Pour\ \varphi = 38°$

$N_\gamma = 80$

$N_q = 49$

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,53$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,78$$

$Q_{\lim} = 148,45T / m^2$

$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 1,70 > 1,5$

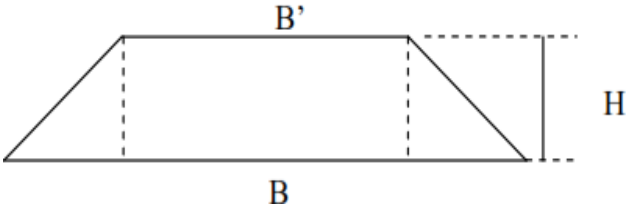
✓ La capacité portante est vérifiée

➢ **<u>Capacité portante du sol de fondation (- 14,60 m) : G + 1,5 Q2</u>**

h = 2, 00 m

$B' = 2e = 2,76$ m

$\overline{B_1} = B' + 2h\ tg\varphi = 5,56m$



Poids de l'assise en TVC (diffusion)

$W = \gamma \times h \times (\frac{B_1 + B'}{2}) = 14,97T / m$

$P'_V = P_V + W = 160,55$ T/ ml

$\delta = arctg(\frac{F_H}{P'_V}) = 9,42°$

$Q_{adm} = \frac{P'_V}{B'} = 26,06T / m^2$

$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' DN_q)(1 - \frac{2\delta}{\pi})^2$

$Pour\ \varphi = 38°$

$N_\gamma = 80$

$N_q = 49$

$I_\gamma = (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,56$

$I_q = (1 - \frac{2\delta}{180°}) = 0,80$

$Q_{\lim} = 154,25T / m^2$

$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 5,92 > 1,5$ La capacité portante est vérifiée

Vérification de la stabilité du quai

b. Cas dynamique : (Kh = 0,3)

❖ **Stabilité partielle :**

1er cas

Tableau 63 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH /0 (m)	Ms (Tm/ 3ml)
Bloc type 5	22,57	2,3	17,30
Poutre de couronnement	29,89	2,84	28,29
Sol 1 (au-dessus du couronnement)	33,53	2,7	30,18
Sol 2 (dans les évidements)	18,15	1,85	11,19
Total	104,11	-	86,96
Total (T/ ml)	34,70	-	28,98

Tableau 64 : Poussées des terres :

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1			4,03 Ka1	4,18 Ka1
	2,21 Ka2	4,82 Ka2			6,88 Ka2	10,17 Ka2
Cas dynamique	1,58	3	-	-	5,5	7,28

Tableau 65 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

Efforts	EV (T/m)	EH (T/m)	ZV(m)	ZH (m)	Mr (T.m/ ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,80 Ka1	1,06 Ka1			3,53 Ka1	3,68 Ka1
	1,61 Ka2	3,50 Ka2			4,55 Ka2	7,40 Ka2
Cas dynamique	2,15	2,3	-	-	4,17	5,75

Poussée hydrodynamique :

P_h = 0,411 T/ m

Le point d'application de la force :

Z_G = h – y avec : y = 0,6 .h

Z_G = 0,4 h =0,88 m

Séisme :

La force sismique est définie par la formule suivante :

$F_S = K. P = Kh.P$

P : poids partielle du mur de quai = 34,70 T/ ml

Donc : F_S = 10,41 T/ ml

La combinaison des charges :

G : charges permanentes (poids propre, poussée des terres, pression hydrostatique)

Q : surcharges (surcharge uniformément répartie, effort d'amarrage, Chariot)

F_S : Force sismique

Tableau 66: combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/ 3ml)
Charges Permanentes et accidentelle						
Poids propre du mur …g1	34,70	-	2,30	-	28,98	-
Force sismique …Fs	-	10.41	-	1,19	-	4
Poussée des terres … g2	1,58	3	4,84	1,61	2,43	1,8
Poussée hydrodynamique …g3	-	0,41	0,88	-	-	0,12
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4T/ m^2) … q1	2,15	2,3	-	-	1,92	1,39
Amarrage … q2	-	3,33	-	4,50	-	4,99
Chariot…q3	-	3,74	-	3,80	-	4,74
G = g1 + g2 + g3 +Fs	36,28	13,82	-	-	31,41	5,92
Q1 = q1 + q2	2,15	5,63	-	-	1,92	6,38
Q2 = q2 + q3	-	7,07	-	-	-	9,73
Combinaison G +1,5 Qi+ Fs						
G + 1,5 Q1+ Fs	39,5	22,265	-	-	34,29	15,49
G + 1,5 Q2 +Fs	36,28	24,425	-	-	31,41	20,515

❖ **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 5) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieur de sa fondation (o'), soit

F_{r1} = **2.2**>1,1

F_{r2} = **1,5** >1,1

✓ La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 5) ne glisse pas sur le mur de quai (type 4), soit :

F_{g1} = **1.34**>1,1

F_{g2} = **1,2** >1,1

✓ La stabilité au glissement est vérifiée

2ème cas :

Tableau 67 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Total	**187,88**	-	**151,62**
Total (T/ ml)	**62,63**	-	**50,54**

Tableau 68 : Poussées des terres

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	4,58 Ka2	9,99Ka2	-	-	11,19 Ka2	22,26Ka2
Cas dynamique	2.745	5,56	-	-	7,63	13,3

Tableau 69 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	3,45 Ka2	5,94 Ka2			13,93 Ka2	9,74 Ka2
Cas dynamique	2,13	3,49	-	-	8,7	6,8

Poussée hydrodynamique :

Le point d'application de la force : 1,72 T/ ml

$Z_G = h - y$ avec : $y = 0,6 .h$ ($h = 4,50$ m)

$Z_G = 0,4\ h = 1,80$ m

Séisme :

La force sismique est définie par la formule suivante :

$F_S = Kh \times P$

P : poids partielle du mur de quai = 62,63T/ ml

Donc : $F_S = 18,7$ T/ ml

La combinaison des charges :

Tableau 70 : combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/ 3ml)
Charges Permanentes et accidentelle						
Poids propre du mur …g1	62,63	-		-	50,54	-
Force sismique …Fs	-	18,7	-	2,40	-	14,16
Poussée des terres … g2	2,75	5,56	-	-	4,4	2,54
Poussée hydrodynamique …g3	-	1,72	1,80	-	-	1,03
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4T/ m^2) … q1	2,13	3,49	-	-	2,95	2,26
Amarrage … q2	-	3,33	-	4,50	-	4,99
Chariot…q3	-	3,74	-	6,10	-	7,60
G = g1 + g2 + g3 +Fs	65,4	25,9	-	-	55	17,73
Q1 = q1 + q2	2,13	6,82	-	-	2,95	7,25
Q2 = q2 + q3	-	7,07	-	-	-	12,59
Combinaison G +1,5 Qi+ Fs						
G + 1,5 Q1+ Fs	68,6	36,1	-	-	59,43	28 .6
G + 1,5 Q2 +Fs	65,4	36,5	-	-	55	36,5

❖ **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 4) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieur de sa fondation (o'), soit

F_{r1} = **2**>1,1

F_{r2} =**1,5**>1,1

✓ La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 4) ne glisse pas sur le mur de quai (type 3), soit :

F_{g1} = **1.45**>1,1

F_{g2} = **1,4**>1,1

✓ La stabilité au glissement est vérifiée

3ème cas :

Tableau 71 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	**Poids (T)**	**BLH/0 (m)**	**Ms (T.m/ 3ml)**
Total	262,29	-	220,57
Total (T/ ml)	87,43	-	73,52

Tableau 72 : Poussées des terres

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	7,33 Ka2	15,98Ka2	-	-	17,41 Ka2	38,48Ka2
Cas dynamique	4.01	14 ,48	-	-	10,7	21,2

Tableau 73 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	4,83 Ka2	8,96 Ka2			22,07 Ka2	12,88 Ka2
Cas dynamique	2,8	4.9712	-	-	12,7	8,34

Poussée hydrodynamique :

Le point d'application de la force : 4,17 T/ ml

$Z_G = h - y$ avec : $y = 0,6 .h$ ($h = 7,00$ m)

$Z_G = 0,4\ h = 2,80$ m

Séisme :

La force sismique est définie par la formule suivante :

$F_S = Kh \times P$

P : poids partielle du mur de quai = 87,43 T/ ml

Donc : $F_S = 26,22$ T/ ml

La combinaison des charges :

Tableau 74 : combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	XG (m)	YG (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/3 ml)
Charges permanentes et accidentelle						
Poids propre du mur …g1	87,43	-	-	-	73,52	-
Poussée des terres … g2	4,01	14,34	-		7,1	3,56
Force sismique…Fs		26,2	2,52			22
Poussée hydrodynamique …g3	-	4,17	-	2,80	-	3,89
Surcharges d'exploitations						
Surcharges (4 T/ m^2) … q1	2,8	4.9	-	-	4,3	2,76
Amarrage … q2	-	3,33	-	9,30	-	10,32
Chariot…q3	-	7,08	-	7,59	-	17,91
G = g1 + g2 + g3	91,5	18,5	-	-	80,62	7,45
Q1 = q1 + q2	2,8	8,2	-	-	4,3	13,1
Q2 = q2 + q3	-	10,4	-	-	-	28,2
Combinaison G +1,5 Qi+ Fs						
G + 1,5 Q1+ Fs	96	41.66	-	-	87,1	27,1
G + 1,5 Q2 +Fs	91,5	45,96	-	-	80,62	49,75

❖ **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 3) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieur de sa fondation (o'), soit

F_{r1} =**3,2**>1,1

F_{r2} =**1,62**>1,1 La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 3) ne glisse pas sur le mur de quai (type 2), soit :

F_{g1} = **1,73**>1,1

F_{g2} = **1,5**>1,1 La stabilité au glissement est vérifiée

4ème cas :

Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Tableau 75 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Total	345,1	-	312,15
Total (T/ ml)	115,03	-	104,04

Tableau 76 : Poussées des terres

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	10,2 Ka2	22,22Ka2	-	-	25,21 Ka2	58Ka2
Cas dynamique	5,5	11,55	-	-	14 ,55	30,72

Tableau 77 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

∑	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	5,76 Ka2	11,98 Ka2			31,45 Ka2	16,65 Ka2
Cas dynamique	3,27	6,45	-	-	14 ,56	10,2

Poussée hydrodynamique :

Le point d'application de la force : 7,68 T/ m

Z_G = h – y avec : y = 0,6 .h (h = 9,50 m)

Z_G = 0,4 h = 3,80 m

Séisme :

La force sismique est définie par la formule suivante :

F_S = Kh×P

P : poids partielle du mur de quai = 115,03T/ ml

Donc : F_S = 34, 5T/ ml

La combinaison des charges :

Tableau 78 : La combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/ 3ml)
Charges Permanentes : cas ascendant						
Poids propre du mur …g1	115,03	-	-	-	104,04	-
Force sismique…Fs		34,5	2,71	-	-	31,16
Poussée des terres … g2	5,5	11,5	-	-	10,72	4,85
Poussée hydrodynamique …g3	-	7,68	3,80	-	-	9,73
Surcharges d'exploitations : cas ascendant						
Surcharges (4T/ m^2) … q1	3.3	6.4	-	-	4,9	3,4
Amarrage … q2	-	3,33	11,80	-	-	13,09
Chariot…q3	-	7,08	-	11,41	-	26,93
G = g1 + g2 + g3	120,6	19.18	-	-	115	14,58
Q1 = q1 + q2	3,3	9,7	-	-	4,9	16,4
Q2 = q2 + q3	-	10,4	-	-	-	40
Combinaison G +1,5 Qi+ Fs						
G + 1,5 Q1+ Fs	125,55	33.5	-	-	122,4	39,18
G + 1,5 Q2 +Fs	120,6	35,3			115	74,58

❖ **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 2) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieur de sa fondation (o'), soit

F_{r1} =**3,12**>1,1

F_{r2} =**1,46**>1,1 La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 2) ne glisse pas sur le mur de quai (type 1), soit :

F_{g1} = **2,82**>1,1

F_{g2} = **2,45**>1,1 La stabilité au glissement est vérifiée

❖ **Stabilité totale :**

Tableau 79 : Poids et centre de gravité des éléments du mur de quai à -12,00 m

Désignation	Poids (T)	BLH/0 (m)	Ms (T.m/ 3ml)
Total	432,53	-	418,71
Total (T/ ml)	144,18	-	139,57

Tableau 80 : Poussées des terres

Efforts	EV (T/m)	EH(T/m)	ZV (m)	ZH(m)	Mr (T.m/ml)	Ms (T.m/ ml)
∑	0,91 Ka1	1,21 Ka1	-	-	4,03 Ka1	4,18 Ka1
	14,18 Ka2	30,91Ka2	-	-	38,67 Ka2	89,04 Ka2
Cas dynamique	7,45	15,8	-	-	21,16	45,93

Tableau 81 : Effort dues à la surcharge de 4 T/ m2

∑	0,80 Ka1	1,06 Ka1	-	-	3,53 Ka1	3,68 Ka1
	7,14 Ka2	15,00 Ka2			42,21 Ka2	21,06 Ka2
Cas dynamique	3,95	7,93	-	-	22,62	12,35

Poussée hydrodynamique :

Le point d'application de la force : 12,26 T/ ml

$Z_G = h - y$ avec : $y = 0,6 .h$ ($h = 12,00$ m)

$Z_G = 0,4\ h = 4,80$ m

Séisme :

La force sismique est définie par la formule suivante :

$F_S = Kh \times P$

P : poids partielle du mur de quai = 144,18 T/ ml

Donc : $F_S = 43,2$ T/ ml

La combinaison des charges :

Tableau 82 : combinaison des charges

Efforts	PV (T/ m)	PH (T/ m)	ZH (m)	ZV (m)	Ms (T.m/3ml)	Mr (T.m/ 3ml)
Charges Permanentes : cas ascendant						
Poids propre du mur …g1	144,18	-	-	-	139,57	-
Force sismique…Fs		43,2	2,90	-	-	41,74
Poussée des terres … g2	7,45	15, 8	-	-	15,4	7
Poussée hydrodynamique …g3	-	12,26	4,80	-	-	19,62
Surcharges d'exploitations : cas ascendant						
Surcharges (4T/ m^2) … q1	3,95	7,93	-	-	4,11	7,54
Amarrage … q2	-	3,33	14,30	-	-	15,87
Chariot…q3	-	7,08	-	12,63	-	29,80
G = g1 + g2 + g3	151,7	28.2	-	-	155	26,6
Q1 = q1 + q2	3,95	11,26	-	-	4,11	23,4
Q2 = q2 + q3	-	10,4	-	-	-	31,6
Combinaison G +1,5 Qi+ Fs						
G + 1,5 Q1+ Fs	157,7	45,09	-	-	161.7	61 ,7
G + 1,5 Q2 +Fs	151,7	43,8			155	74

❖ **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que le mur de quai (type 2) ne se renverse pas en pivotant autour de l'arrête inférieur de sa fondation (o'), soit

F_{r1} =**2,6**>1,1

F_{r2} =**2.6** >1,1 La stabilité au renversement est vérifiée

❖ **Stabilité au glissement :**

Il faut également vérifie que le mur de quai (type 2) ne glisse pas sur le mur de quai (type 1), soit :

F_{g1} = **2,6**>1,1

F_{g2} = **2.6** >1,1

❖ **Stabilité au poinçonnement**

➢ **Capacité portante de l'assise en Ballast (- 12,60 m) : G + 1,5 Q1 (Méthode de MEYERHOF) :**

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_{\gamma}(1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

Avec : D = 0,60 m ; $\delta = arctg(\frac{F_H}{F_V}) \Rightarrow \delta = 15,96°$

$$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} \Rightarrow e = 1,90m \Rightarrow B' = 3,80m$$

$$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = 41,51T\ /m^2$$

$Pour\ \varphi = 40°$

$N_\gamma = 113$

$N_q = 64,2$

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,32$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,67$$

$$Q_{\lim} = 104\ T\ /m^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 2,5 > 1,5$$

- ✓ **La capacité portante est vérifiée**

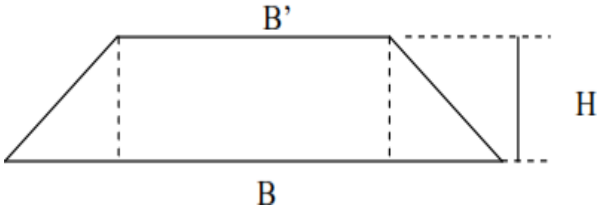
- ➢ **<u>Capacité portante du sol de fondation (- 14,60 m) : G + 1,5 Q1</u>**

$B' = 2e = 3{,}80m$

h = 2, 00 m

$B_1 = B' + 2 \times h \times \text{tg}\,\varphi$

B_1 : largeur fictive de la fondation.



$B' = 2e \Rightarrow B' = 3{,}80m$

$W = \gamma \times h \times \left(\frac{B_1 + B'}{2}\right) = 11{,}67T \ / m^2$

$P'_V = P_V + W = 170{,}39\ T/m^2$

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (CN_C + \gamma' D N_q)\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$\varphi = 38°: N_q = 49; N_\gamma = 80$

B_1= 6.8 m

$$\delta = arctg\left(\frac{F_H}{F_V + W}\right) = 14{,}82°$$

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0{,}36$$

$$I_q = \left(1 - \frac{2\delta}{180°}\right) = 0{,}85$$

$Q_{\lim} = 132{,}2T \ / m^2$

$Q_{adm} = 25{,}07T \ / m^2$

$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 5{,}28 > 1{,}5$

La capacité portante est vérifiée

- **Capacité portante de l'assise en Ballast (- 12,60 m) : G + 1,5 Q2 (Méthode de MEYERHOF) :**

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_{\gamma} (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' D N_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

Avec : $\delta = arctg(\frac{F_H}{F_V}) = 16,1°$

$$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} = 0,54m \Rightarrow B' = 1,6m$$

$$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = 94,8T \quad / m^2$$

$Pour\ \varphi = 40°$

$N_{\gamma} = 113$

$N_q = 64,2$

$$I_{\gamma} = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,32$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,68$$

$$Q_{\lim} = 161,16T / m^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 1,7 > 1,5$$

- ✓ La capacité portante est vérifiée

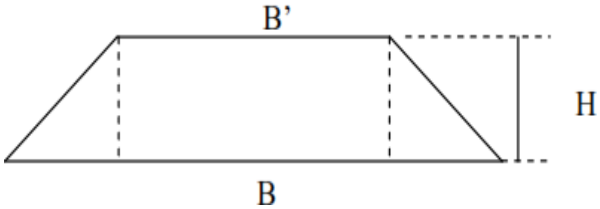
- **Capacité portante du sol de fondation (- 14,60 m) : G + 1,5 Q2**

$B' = 2e = 1,6m$

h = 2, 00 m

B = B' + 2 × h × tg φ

B : largeur fictive de la fondation.



B =4.6 m

$$W = \gamma \times h \times (\frac{B + B'}{2}) = 6.,82T \quad / m^2$$

$P'_V = P_V + W = 158,52\ T/m^2$

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_{\gamma}(1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

$$\varphi = 38°: N_q = 49; N_\gamma = 80$$

$$\delta = arctg(\frac{F_H}{F_V + W}) = 15.45°$$

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,34$$

$$I_q = (1-\frac{2\delta}{180°}) = 0,84$$

$$Q_{\lim} = 95,98T / m^2$$

$$Q_{adm} = 34,46T / m^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\lim}}{Q_{adm}} \Rightarrow F_P = 2,87 > 1,5$$

La capacité portante est vérifiée.

3- Ferraillage de la poutre de couronnement

A- Introduction

La partie supérieure du quai est surplombée par une poutre de couronnement en béton armé coulée sur place. Elle assure la liaison des piles de blocs et supporte les charges roulantes. Elle est constituée de plot de 30 m de longueur séparé par des joints, elle comporte 4 bollards distants de 6 m.

B- Effort agissant sur la poutre

a. Forces verticales :

- Poids propre : 29,89 T / m
- Poids de terre : 0,71 T/ m
- Surcharge d'exploitation : 0,55 T / m
- Sol 1 : 33,53 T/ m

D'où :
La charge permanant : G = 64,13 T/ m
La charge d'exploitation : Q = 0,55 T/ m

b. Forces horizontales :

- Poussée de terre : 1,37 T/ m
- Poussée hydrostatique : 0,80 T/ m
- Surcharge d'exploitation : 1,03 T/ m
- Chariot : 3,74 T/ m
- Amarrage : 3,33 T/ m

Combinaison : état limite de service

C- Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS

On considère que la poutre est appuyé simplement Dans les deux côté

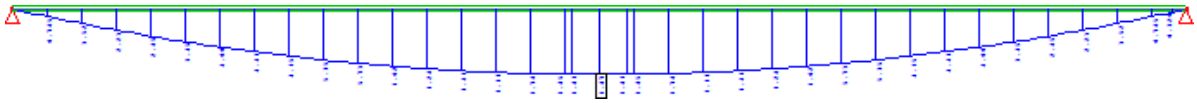


Figure 70 : Schéma statique de calcul du moment

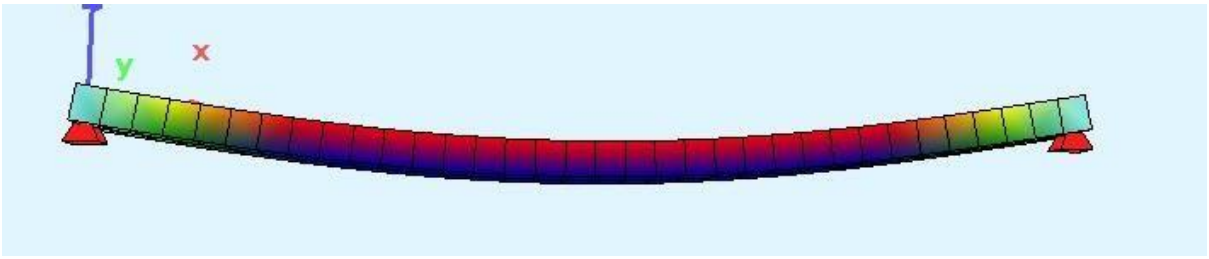


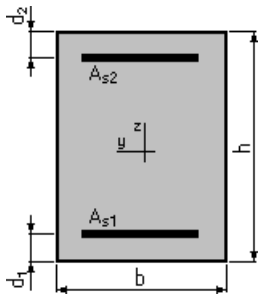
Figure 71 : Figure indique la déformation de la poutre (SOFISTIK_AG)

$$Mser = \frac{q_{ser} \, l^2}{8} = 0{,}80 \text{ MN .m /ml}$$

f_{c28} = 35 Mpa ; f_{t28} = 2,70 Mpa ; Acier fe E 40

Géométrie :

Section



b = 100.0 (cm)
h = 55.0 (cm)
d1 = 6.0 (cm)
d2 = 6.0 (cm)

D- Dimensionnement en flexion simple

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$\overline{\sigma_{st}} \leq \overline{\sigma_{st}} \times 0,8$ *(Cas de fissuration très préjudiciable)*

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{\frac{2}{3} fe;\ \max(0,5\ fe;\ 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 200$ Mpa

On prend $\overline{\sigma_{st}} = 160$ Mpa

$$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} d = 0,663 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,274 \text{ m}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} b \overline{\sigma_{bc}} Z = 2,88 \text{ MN .m/ ml}$$

Mser $< \overline{M_1} \Rightarrow$ **S.S.A.C**

$$\underline{Z} = \min\left\{Z ; \text{d-}\frac{h}{3}\right\} = 0,274 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = 18,24 \text{ cm}^2$$

E- Condition de non fissuration

$$As \geq 0,23 \frac{ft\,28}{fe} bd$$

Amin = 8,54 cm² → la condition est vérifiée.

On choisit **6HA 20** = 18,85 cm²

4- Conclusion

Apres avoir défini et calculé les différentes charges permanentes et d'exploitation agissantes sur le quai, eten tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) dans les deux cas statique et dynamique.

Chapitre 7

Les appontements flottants

1- Introduction

L'appontement est une plate-forme destinée à permettre l'amarrage des navires et c'est un lieu d'embarquement et de débarquement (Voir **ANNEXE 9** pour plus de détails sur les appontements).

2- Principe de la vérification et hypothèses de calcul

A - Vérification à la flottabilité

D'après le Guide de conception des pontons de plaisance, édité aux Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées sous le timbre du Secrétariat d'Etat à la Mer :

"…La flottabilité d'un ponton est à justifier pour un ponton isolé sans catways et bateaux amarrés. Le franc-bord lège pourra être de 0,50 m environ pour un ponton standard de 2 m de largeur. Sous surcharge uniformément répartie de 150 à 200 kg/m² sur la totalité du ponton, le franc-bord devra être de 0,20 m correspondant au maintien hors de l'eau du platelage."

La charge de 150 à 200 kg/m² correspond à une charge d'exploitation normale du ponton, soit 2 à 3 personnes par m².

- Observations :

La valeur retenue pour la surcharge devra être précisée au niveau des cahiers des charges techniques particulières (CCTP) relatifs à l'acquisition de pontons de plaisance. Une surcharge de 200 kg/m² s'avère être une surcharge très importante, mais sans être trop pénalisante pour le dimensionnement (le critère de gîte s'est avéré beaucoup plus contraignant sur tous les pontons vérifiés).

- Limites de la note de vérification.

Les vérifications développées ci-après ne sont valables tant que la portance est assurée par les flotteurs, c'est à dire que le tirant d'eau en charge du ponton reste inférieur à la hauteur des flotteurs. En cas de dépassement, c'est à dire quand le platelage est totalement ou partiellement immergé, les formules ne permettent pas de déterminer si le ponton coule ou flotte grâce à la poussée d'Archimède du platelage. De toute manière, le ponton ne saurait être accepté sur le critère de flottabilité.

B - Vérification à la gîte

D'après le Guide de conception des pontons de plaisance : "… L'angle de gîte maximal a 0 est de 15°, sous surcharge uniformément répartie de 150 ou 200 kg/m² sur une 1/2 largeur de ponton seul (sans catways, ni bateaux amarrés), le centre de gravité de la charge considérée étant supposé être à 5 cm au-dessus du platelage. Il devra être vérifié la non-immersion du profilé de rive."

- Observations :

La surcharge et la valeur de l'angle à 0 doivent être précisées dans les CCTP relatifs à l'acquisition de pontons de plaisance.

Une surcharge de 200 kg/m² s'est avérée être extrêmement contraignante, les pontons vérifiés étant acceptables avec une surcharge de 150 kg/m² alors qu'ils ne l'étaient plus à 200 kg/m². En l'absence de dispositions réglementaires, il convient donc aux maîtres d'ouvrages de bien préciser dans les CCTP la valeur retenue. L'angle maximal recommandé est de 10°. La non-immersion du profilé de rive était, pour les pontons vérifiés, un critère un peu plus pénalisant que cet angle maximal.

- Limites du calcul :

Les formules développées ci-après ont deux limites :

- D'une part, que l'angle de gîte d'équilibre ne soit pas supérieur à l'angle 1 correspondant à l'immersion du platelage
- D'autre part, que ce même angle de gîte ne soit pas supérieur à l'angle 2 correspondant à l'émersion des flotteurs de la rangée 1

En cas de dépassement de l'un de ces deux angles, les calculs deviennent extrêmement complexes du fait de la suppression du symétrique des poussées d'Archimède, des déplacements complexes des points d'action des mêmes poussées, et du surenfoncement du ponton qui corrige le déséquilibre des poussées d'Archimède.

Dans le premier cas, il convient de noter que l'immersion du platelage entraîne l'immersion du profilé de rive, ce qui rend le ponton inacceptable.

Dans le deuxième cas, l'émersion des flotteurs entraîne un surenfoncement du ponton par rapport à l'enfoncement obtenu par la note de calcul et une augmentation de l'angle de gîte par rapport au résultat de la feuille de calcul. Dans ce cas, il appartient au maître d'ouvrage de juger au vu des autres paramètres et au vu de l'angle de gîte fourni par le calcul si le ponton est acceptable ou non.

- Hypothèses de calcul :

- Le ponton présente une symétrie dans le sens de la longueur par rapport à son milieu. Le non-respect de cette hypothèse rend caduque la présente note.

- Le ponton est considéré comme infiniment rigide.

- Les flotteurs sont tous identiques.

- La surcharge s'applique 5 cm au-dessus de la surface du platelage (hypothèse préconisée par le "guide de conception des pontons de plaisance

On a utilisé un appontement flottant formé par des éléments préfabriqués

Le modèle d'appontement est un appontement flottant en aluminium système 186

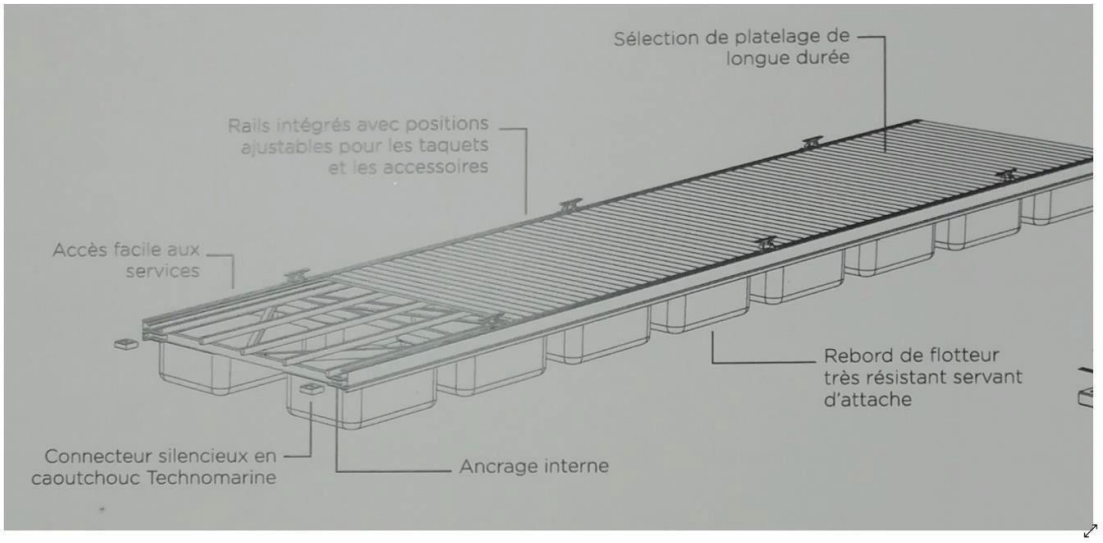


Figure 72 : appontement flottant en aluminium système 186

Les dimensions du module de l'appontement sont :

- Longueur = 11.55 m.
- Largeur = 3.00 m

3- Notation, unités et valeurs par défaut

- **Ponton :**

L : longueur de l'appontement

l : largeur de l'appontement

H : hauteur de l'appontement (flotteurs + structure)

M : masse totale de l'appontement

- **Flotteurs :**

N : nombre total de flotteur

Lf : longueur d'un flotteur

lf : largeur d'un flotteur

hf : hauteur d'un flotteur

- **Autres :**

a : angle de gite

a0 : angle de gite maximal autorisé

4- Calcul de la stabilité et de la flottabilité

❖ **Calcul de la stabilité :**

Pour que l'équilibre soit stable il faut que le Métacentre M au-dessus de G
<==> GM=CM-CG > 0
G : le centre de gravité.
M : le métacentre.
C : le center de poussé.
GM : distance métacentrique
CM : distance entre le métacentre et le centre de flottaison.
CG : distance entre le centre de gravité et le centre de flottaison (appelé aussi centre de carène)

- **Calcul CG :**

$CG=ZG-ZC$
ZC : (centre de flottaison) = 0.5 x h
h=V/S ; $v=P/\gamma\omega$
P : poids + surcharge (150 kg/m2) P=7+0.15 x 3 x 11.55 = 12.20 t
V=12.20/1.026=11.9m^3 d'où h=11.9/3 x 11.55 = 0.343 m
ZC=h/2 = 0.343/2 = 0.172 m
OC = 0.172 m
ZG : centre de gravité
$ZG=H/2$ = 0.8/2 = 0.4m
OG = 0.4m
CG =OG-OC
CG = 0.4 - 0.172 = 0.228 m

- **Calcul de CM**

$CM=I/V$
I : moment d'inertie
V : volume immergé
L = 3 m ; l = 0.8m ; $I=lL3/12$
$CM=I/V=lL^3/12/l$ x L x h = $L^2/12$ x h=$(3)^2/12*0.708$=3.175 m
CM =3.175 m
Donc :
GM = CM-CG =3.175-0.228 = 2.947m > 0 vérifié ⟹ **L'équilibre est stable**.

❖ **Vérification a la flottabilité :**

M : masse totale de l'appontement = Mp + N Mf = 4072.48 + 4 x 544.3 = 6249.68 kg

Mp : masse du platelage

N : nombre de flotteur

Mf : masse unitaire d'un flotteur

H = hstructure + hf = 192 + 600 = 792mm

Calcul du franc-bord à lège FBlège :

FBlège = H - $\frac{M}{\rho\ N\ Lf\ lf}$ = 792 - $\frac{6249.68 \times 10^3}{1026 \times 4 \times 2.5 \times 2}$ = 792 – 305 = 487mm

Calcul du franc-bord en charge FBcharge :

FBcharge = H - $\frac{M+Q\ L\ l}{\rho\ N\ Lf\ lf}$ = 792 - $\frac{(6249.68+150 \times 11.55 \times 3) \times 10^3}{1026 \times 4 \times 2.5 \times 2}$ = 792 – 556 = 236mm

Validation:

FBlège ≈ 0.5m ⟶ FBlège = 487mm = 0.487m ≈ 0.5m (vérifié)

FBcharge ≥ H – hf ⟶ FBcharge = 236mm ≥ 192mm (vérifié)

- **Vérification a la gite :**

A l'équilibre on a : ΣM=0

On cherche à calculer l'angle d'agitation maximal, qui devrait être inférieur à 10°

M1 = cosa × l/4 × Pq

Pq : poids de la surcharge
l : la largeur de l'appontement

pq = $\frac{Q}{2}$ x L x l

Pq = $\frac{0.15}{2}$ x 11.55 x 3 = 2.598 t

M1 = cosa×l/4×Pq = 2.598 x $\frac{3}{4}$ x cosa = 1.949 cosa

Moment résistant :
Dans le moment résistant on prend la surcharge distribuée sur 1/2 du module
P= 7 + 0.5 x 0.15 x 3 x 11.55 = 9.6 t
Pp = 7 t

M2 = Pp x D1 + P x D2
Y = CM - CG = 3.175 - 0.228 = 2.947m
$D1=d1 \times Sin\ \alpha$ avec d1= H - ZG = 0.8 - 0.4 = 0.4m
$D2=d2 \times Sin\ \alpha$ avec d2 = Y- d1 = 2.947 - 0.4 = 2.547m
M2= 7 x 0.4 x Sin a +9.6 x 2.547 x Sin a = (7 x 0.4 + 9.6 x 2.547) Sin a
M2= 27.25 x Sin a
On a :
La limite de stabilité est atteinte lorsque : M1 = M2

1.949 cosa = 27.25 Sin a ⟶ tan a = $\frac{1.949}{27.25}$ = 0.0715

D'où : a = 4.10° < 10° (condition vérifiée)

Sur les appontements, des Taquets pour l'accostage des embarcations sont disposés avec la distribution suivante :

- ✓ Taquet type I avec un tir nominal supporté de 4 t, pour les bateaux de longueur 8, 10, 12, 15, 18 et 20 mètres
- ✓ Taquet type II avec un tir nominal supporté de 6 t, pour les bateaux de longueur 25 mètres

5- Ancrage des modules flottants

L'ancrage des éléments sert à éliminer les déplacements horizontaux et verticaux dû aux efforts appliqués sur l'appontement. Plusieurs techniques sont utilisées (**Voir ANNEXE 10**), pour ce modèle on va choisir un système d'ancrage élastique pour réduire les coûts d'entretien et réduire les risques de brisure.

Le concept est d'utiliser des corps morts.

❖ Etude des corps morts :

➢ Caractéristiques dimensionnelles des flottilles de pêche :

Selon les données de la flottille transmises par DTP BOUMERDES et le plan d'amarrage établi, nous considérons catégorie d'embarcations pour le dimensionnement des corps morts à savoir :

Catégorie 1:

- **Chalutiers** de longueur : $17.30m \leq L \leq 20.00m$, de largeur : $4.98m \leq l \leq 6.22m$ et de tirant d'eau : $2.00m \leq$ Tirant d'eau $\leq 3.00m$.
- **sardiniers** de longueur : $15m \leq L \leq 21m$, de largeur : $4.46m \leq l \leq 6.35m$ et de tirant d'eau : $1.20m \leq$ Tirant d'eau $\leq 2.5m$.

➢ Caractéristiques du dispositif :

Le dispositif d'amarrage est destiné pour les unités de pêche de types sardiniers et chalutiers. Ces embarcations sont amarrées à l'intérieur du bassin.

Le dispositif est constitué de corps massifs en béton armé ancrés partiellement et reliés entre eux par des chaînes métalliques. Les unités s'amarreront par l'intermédiaire d'amarre aussière fixée aux chaînes métalliques. Lorsque le poste est libre, il est matérialisé par une bouée en surface fixée à l'amarre aussière. Ce dispositif confère donc aux différentes embarcations une tenue et une stabilité à poste vis-à-vis l'agitation.

Le système est composé de corps morts qui seront fondés et ancrés sur les 2/3 de leur hauteur, pour éviter le glissement de bloc ainsi que pour reprendre les différents efforts induits par les embarcations (agitation, ..) grâce à leur poids propre, au frottement à la base et à la butée développée par le sol sur leur face.

La densité du matériau qui compose le corps mort est critique à cause de la perte de poids que les matériaux subissent une fois immergés.

Vu son faible coût et sa facilité de construction, le béton constitue le matériau le plus couramment utilisé la perte de poids peut être réduite en armant le béton avec des aciers. Sachant que le poids volumique déjaugé de béton armé est de ö = 1.5 t/m^3, le poids du matériau béton immergé est de 60 % de son poids sur la terre ferme soit une perte de 40 %.

- **Corps morts :**

✓ **Dimensionnement du dispositif :**

- **Chalutiers** de longueur : 17.30m ≤ L ≤ 20.00m, de largeur : 4.98m ≤ l ≤ 6.22m et de tirant d'eau : 2.00m ≤ Tirant d'eau ≤ 3.00m.

On considère pour les calculs les dimensions suivantes : L=20 m ; l=6.22m ; T=3 m

L'effort vertical maximum sur l'embarcation avec une agitation de 10cm est de F= [D * K * sin (i)], K étant un coefficient dit de masse virtuelle variant de 1.3 à 2, D est le déplacement de navire, i est l'angle maximum de la pente superficielle.

On prend : k=1.3 et i=4.10°, On aura alors :

D= MD=20 x 6.22 x 3 x 0.4 x 1.025=153.012 T

F= 153.012 x 1.3 x sin (4.10°) ⟶ F=14.22 T

L'effort vertical revenant à une aussière est de Fa = (14.22/2)= 7.11 T

En considérant que chaque corps mort reprend 2 embarcations :

V= 7.11x2=14.22 T, sachant la masse volumique déjaugé de béton armé est de y_d = 1.5 t/m3 et avec une majoration de 20% on obtient un poids de bloc W=40.44 T, le volume de ce bloc est de :

Vc = 40.44/1.5=26.96 m3.

Les dimensions de ce bloc sont de (2.5 m x2.5m x0.75 m) , un volume de Vc=4.69 m3 et un poids w=40.44 T (dans l'eau) et à sec w= 60.66 T

Ces blocs seront ancrés à une profondeur de (2/3) h donc, pour les chalutiers et les sardiniers, la profondeur est de 0.5m.

Récapitulatif :

Tableau 83 : Tableau récapitulatif

Embarcations	F(T)	V (T)	Dimensions (m x m x m)	Vc (m3)	W (T) Poids dans l'eau
Chalutiers / sardiniers	14.22	14.22	2.5x2.5x0.75	4.69	40.44

Vérification vis-à-vis au glissement du bloc :

Pour que le bloc résiste au glissement il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$(H=V \times tga) < (W \times \beta) + (0.5\ Kp \times 1.1xh^2)$ tel que :

H : Effort horizontal de glissement.
a : L'angle de l'inclinaison de l'amarre aussière.
β: Coefficient de frottement=0.6.
Kp : coefficient de butée, pour ϕsol=37° on aura alors Kp=3.
h : la hauteur de bloc ,0.75 m pour sardiniers et chalutiers.

Application numérique de la formule

$H=14.22 \times tg\ (37°) = 10.71\ T < (40.44x0.6) + (0.5x3x1.1x0.75^2)=25.19\ T$

Conclusion

La stabilité du bloc vis-à-vis au glissement est vérifiée.

NB: Pour les embarcations de dimensions :

- **chalutiers** de longueur : 13.50m ≤ L ≤ 17.00m, de largeur : 4.22m ≤ l ≤ 5.95m et de tirant d'eau :
  1.20m ≤ Tirant d'eau ≤ 3.05m.
- **sardiniers** de longueur : 15m ≤ L ≤ 21m, de largeur : 4.46m ≤ l ≤ 6.35m et de tirant d'eau :
  1.20m ≤ Tirant d'eau ≤ 2.5m.

Les dimensions des corps morts obtenus par un calcul similaire sont : 2.3x2.3x0.75 (m x m x m) et 2.4x2.4x0.75 (m x m x m). Par conséquent pour la cette **Catégorie** les dimensions des corps morts retenues sont les suivantes : 2.5x2.5x0.75 **(m x m x m)**

- **Béton de blocs :**

Afin de réaliser des corps morts avec un béton de bonne qualité, il faut que les proportions de ciment, de sable et d'eau soient correctes et que le durcissement se fasse d'une manière correcte. Pour que le béton atteigne sa résistance caractéristique à la compression, il devait avoir un durcissement de 28 jours, le béton doit rester humide en permanence, pour cela, la méthode consiste à le couvrir de toile de jute maintenue humide. Le durcissement en atmosphère humide permet de donner au béton une résistance maximale. Le béton est dosé à 350 Kg/m^3.

L'utilisation des armatures permet d'éviter que le béton ne se fissure pas au moment du mouillage et à l'usage. Les armatures considérées seront des HA 12, en ajoutant des cadres transversaux de HA 12 / 15 cm, ces aciers seront fixés de façon que la structure forme un ensemble d'un seul tenant. Les espaces entre les armatures dans les deux directions est de 15 cm .L'enrobage est au minimum 10 cm afin d'éviter la corrosion de l'acier.

Sachant que le poids d'une barre d'acier par un mètre linéaire est de HA12 est M= 0.88 kg/ml, il résulte une densité de ferraillage 31.24 kg / m^3 pour sardiniers /chalutiers.

On aura alors :

- Pour un corps mort de dimensions (2.5x2.5x0.75) m x m x m une quantité d'acier de :

31.24 x 4.69 = 146.50 kg

- **Coffrage des blocs :**

Les coffrages destinés au coulage doivent être suffisamment résistants pour maintenir la forme du bloc et étanches pour éviter toute fuite de laitance et ils doivent être conçus de manière à s'enlever facilement et se démonter et se ranger avant de servir de nouveau.

- **Equipements du corps mort :**

Le corps mort est doté d'organeaux qui constituent le point d'attache et de passage des chaînes métalliques galvanisées d'un diamètre ϕ26mm pour les sardiniers et chalutiers. L'organeau d'amarrage est constitué d'une barre ronde en acier courbé sous forme de « U » avec des retours droits « aile ». La longueur des ailes est de 5 fois plus longue que le diamètre. L'organeau a un diamètre de Ø 50mm, pour les différents corps morts. Ce choix est basé sur des critères de résistance (reprise des efforts) et de durabilité pour compenser la perte de métal due à la rouille (surépaisseur ou réserve statique).

- **Amarre aussière :**

- **Caractéristiques de l'amarre :**

Le choix du matériau est une partie intégrante de la conception, étant donné que le système dépend tellement des aussières ; qui sont des cordages, à cause de ses propres qualités (élasticité, poids au mètre linéaire, résistance, durabilité, vieillissement).

Dans notre cas et vue l'environnement, il est approprié d'utiliser un câble synthétique tressé pour amarrer ces embarcations, puisque l'effort se répartit équitablement sur tous les torons, empêchant ainsi toute rupture prématurée.

La résistance à la rupture varie pour des cordages de même diamètre en fonction du rapport poids et longueur. Un cordage plus lourd possède une meilleure résistance à la rupture et aux chocs ainsi qu'une meilleure charge d'utilisation. La longueur est déterminée en fonction de la profondeur d'eau à l'emplacement de l'embarcation.

- **Sections des amarres aussières :**

La section de l'amarre est déterminée en fonction de l'effort appliqué majoré et de la contrainte du matériau constituant de l'amarre. Avec une contrainte de 2200 Kg / cm2 on aura la section suivante :

On choisit une amarre de 35 mm de diamètre. Avec une densité de 1.14, le poids par mètre linéaire est de 1.096 kg / m.

➢ **Chaînes métalliques et manilles pour les amarres aussières :**

- **Sections des chaînes et des manilles :**

Le diamètre du rond constituant la chaîne métallique est de ∅ = 26 mm selon la norme **EN- 818-2.** Le diamètre du rond constituant la manille est ∅ = 26 mm. Il est recommandé d'avoir une chaîne et une manille galvanisée pour les protéger contre la corrosion marine. La charge maximale d'utilisation est de 21 T.

6- Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'étudier les appontements flottants choisis pour notre port et ainsi connaitre leur comportement face aux contraintes d'exploitations.

Chapitre 8

Estimation sommaire des quantités et des couts

1- Introduction

Dans ce chapitre on va faire une estimation du prix de revient de la construction de notre ouvrage de protection.

Tout d'abord on va déterminer les quantités de matériaux utilises et par la suite on calcule le cout de réalisation en appliquant les prix des entreprises spécialisés en travaux maritimes.

2- Estimation du prix

Le tableau suivant englobe les résultats trouvés.

Tableau 84 : Tableau de l'estimation du prix de revient de la construction

Estimation sommaire de l'extension avec digue à talus				
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Fourniture et mise en œuvre du béton de couronnement	m^3	45 720,00	35 000,00	1 600 200 000,00
Préfabrication, Transport mise en place des BCR	m^3	205 200,00	25 000 ,00	5 130 000 000,00
Fourniture et mise en place tout-venant (2 – 500 Kg)	T	190 400,00	2 000,00	380 800 000,00
Fourniture et mise en place enrochement 0.3 – 1 T	T	286 763,00	2 500,00	716 907 500,00
Fourniture et mise en place enrochement 1 – 3 T	T	320 970,00	2 500,00	802 425 000,00
Fourniture et mise en place enrochement 3 – 5 T	T	349 987.00	2 500,00	874 967 500,00
Fourniture et mise en place enrochement 5 – 8 T	T	370 760,00	2 500,00	926 900 000,00
Préfabrication et transport du mur de garde et dalle de roulement, béton type 2	m^3	35 000	22 000,00	770 000 000,00
Rémunération à la tonne de la fourniture, transport et mise en place des aciers FeE40 à haute adhérence de tout diamètre de la dalle de roulement et du mur de garde	T	1 700	150 000,00	255 000 000,00
Rémunération au m^2 pour la fourniture, transport et mise en place du polystyrène pour les joints entre les plots de la dalle	m^2	2 200	2 500,00	5 500 000,00

de roulement et du mur de garde				
Cout total sur 1301 m				11 462 700 000,00
Frais d'installation du chantier 10%				1 146 270 000,00
Cout total en HT				**12 608 970 000,00**

3- Conclusion

Apres avoir effectué les calculs, on peut conclure que le cout de réalisation de cette extension pour le port de Dellys est important et avoisine les **13 milliards de dinars**.

Chapitre 9
La signalisation maritime

1- Introduction

La signalisation maritime est constituée par l'ensemble des dispositifs mis en place pour aider la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et des grandes routes maritimes ;
- guider les navires vers les ports ;
- donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

Ces dispositifs peuvent être visuels, sonores ou radioélectriques : ce sont les phares, les balises, le GPS, le Loran C, … etc.

2- Les dispositifs d'aide à la navigation

Les dispositifs d'aide à la navigation sont constitués principalement :

- des phares et des feux, visibles à grande distance de nuit ;
- du balisage qui délimite de jour les écueils, les hauts fonds et les chenaux ;
- des aides à la navigation radioélectriques qui permettent aux navires de connaître leur position (GPS...).



Figure 73 : Image d'un phare (Google image)

3- Classifications des phares et des feux

Les phares et feux sont classés en trois catégories :

- les phares et feux de grand atterrissage marquent les tournants des routes de navigation.
- les phares et feux d'atterrissage secondaire ou de jalonnement précisent le tracé d'une route très fréquentée
- les phares et feux d'entrée de port guident les navires à l'approche des estuaires et les ports.



Figure 74 : Feux d'entrée de port du Palais à Belle-Île-en-Mer

Pour qu'un phare ou un feu soit vu de loin, il faut que son foyer lumineux soit placé haut (ce qui réduit l'effet de la rotondité de la terre) et que le faisceau lumineux soit puissant. La combinaison de ces 2 éléments définit la portée du feu ou du phare.



Figure 75 : Phare et feux de port (Google image)

4- Le balisage

Le balisage est constitué des tourelles fixes situées à terre (Maçonnées édifiées sur une roche) ou en mer, de bouées flottantes (Du fait d'une grande profondeur d'eau, elles sont reliées par une chaine à un ouvrage sur les fonds). Ces balises indiquent les dangers en mer et délimitent les chenaux d'accès aux ports.

Les tourelles et les bouées peuvent émettre un signal lumineux de nuit, de portée réduite, permettant leur identification.

Les balises, comme les feux et les phares, peuvent être équipées d'émetteurs sonores pour permettre leur localisation par temps de brume.

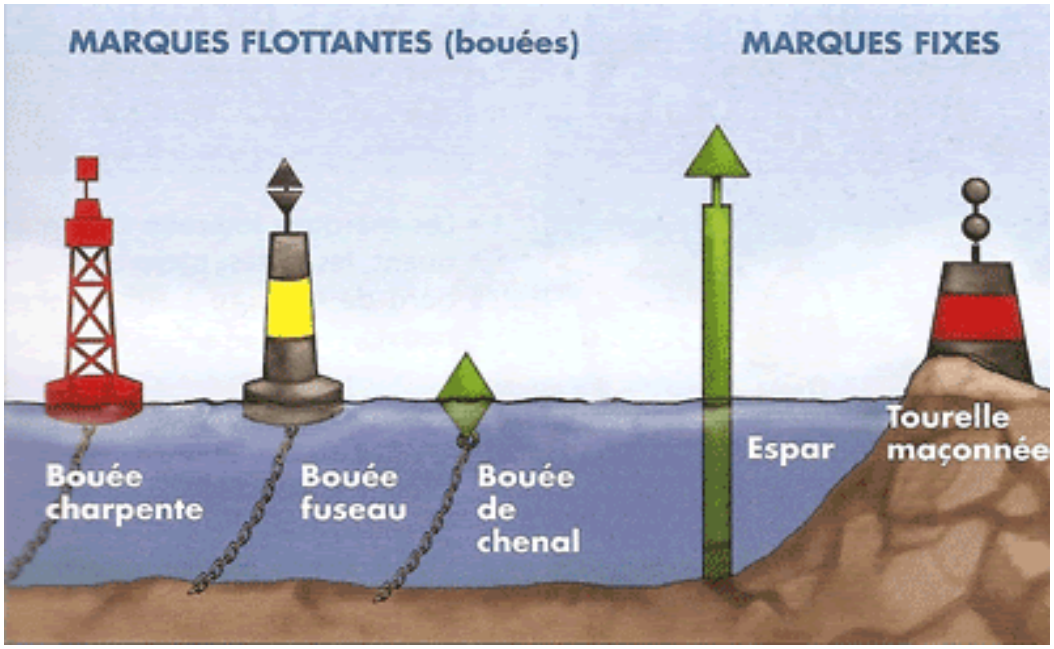


Figure 76 : Le balisage maritime



Figure 77 : Bouée de balisage (Google image)

On trouve 2 types de marques de balisage :

• Celles que l'on laisse indifféremment à droite ou à gauche.

• Celles qui imposent un sens de passage.

A- <u>Laissées indifféremment à droite ou à gauche</u>

a. Marque de danger isolé :

Danger sous-marin : Noir et rouge, voyant : 2 boules noires, feu blanc à 2 éclats groupés.



Figure 78 : Photo montrant la marque de danger sous-marin.

b. Marque eaux saines :

Point de passage le plus sûr dans une zone de hauts fonds ; quand elle est placée dans un chenal, il faut la laisser à gauche (Rouge et blanche, voyant : 1 boule rouge ...)



Figure 79 : Photo montrant une marque d'eau saine.

c. Marque spéciale :

Jaune, voyant en forme de croix, n'indique pas un danger, mais une zone particulière : cela dépend des informations nautiques de l'endroit.



Figure 80 : Marque spéciale.

B- <u>Celles qui imposent un sens de passage</u>

a. Marques latérales :

Délimitent un chenal, partie navigable à travers une zone de hauts fonds lorsque le navigateur s'approche de la terre ou la quitte. Exemple : le port.

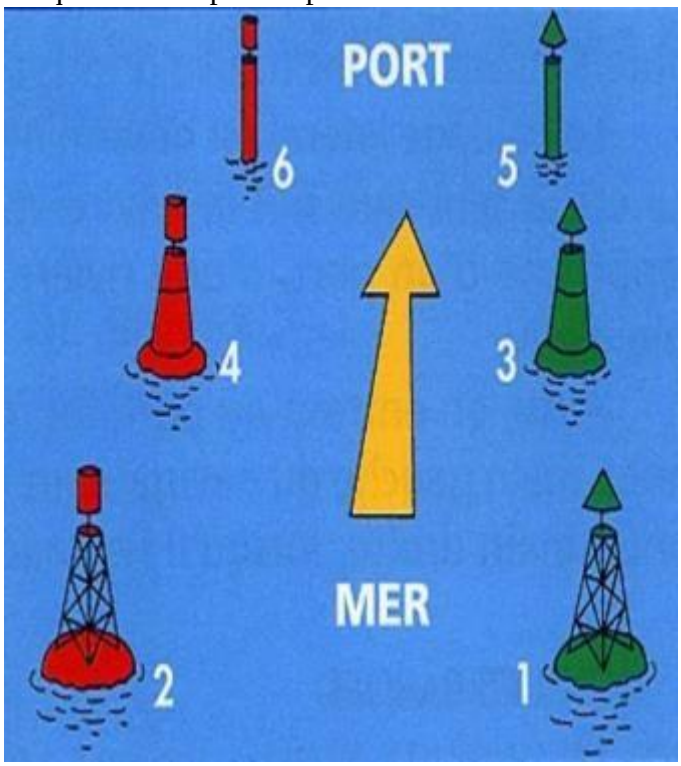


Figure 81 : Le balisage maritime.

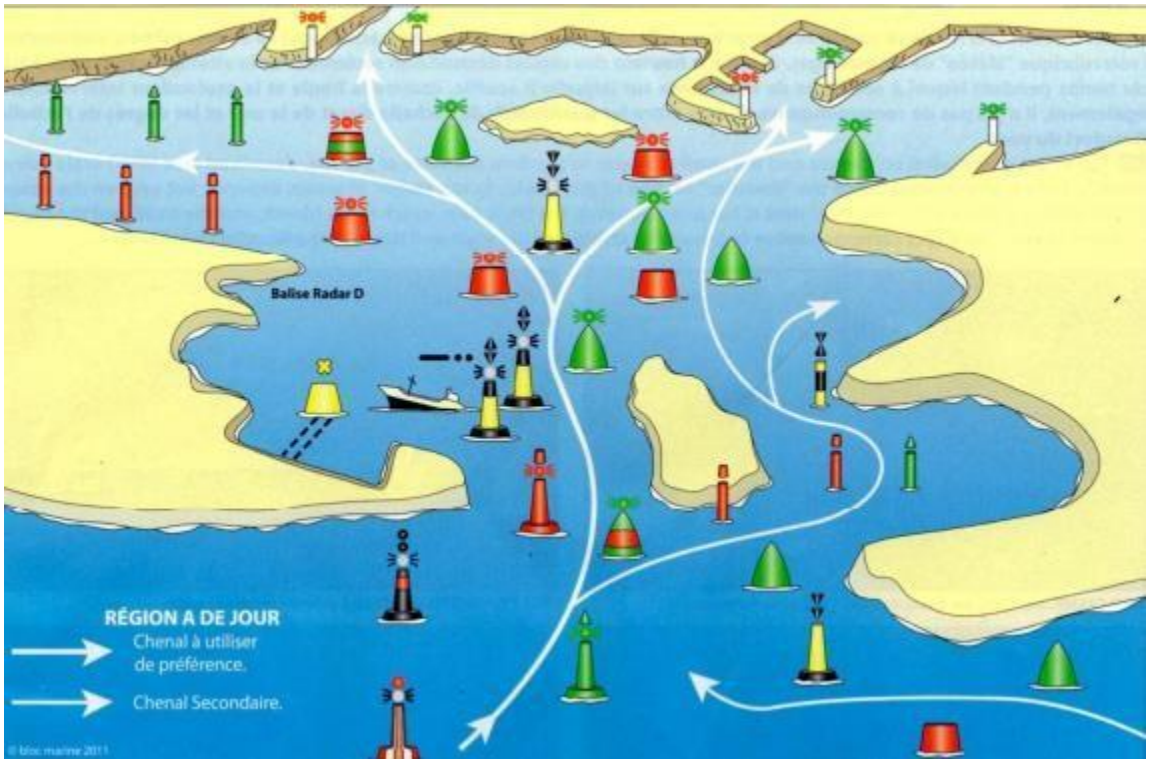


Figure 82 : Balisage qui impose un sens de passage de jour (Google image).

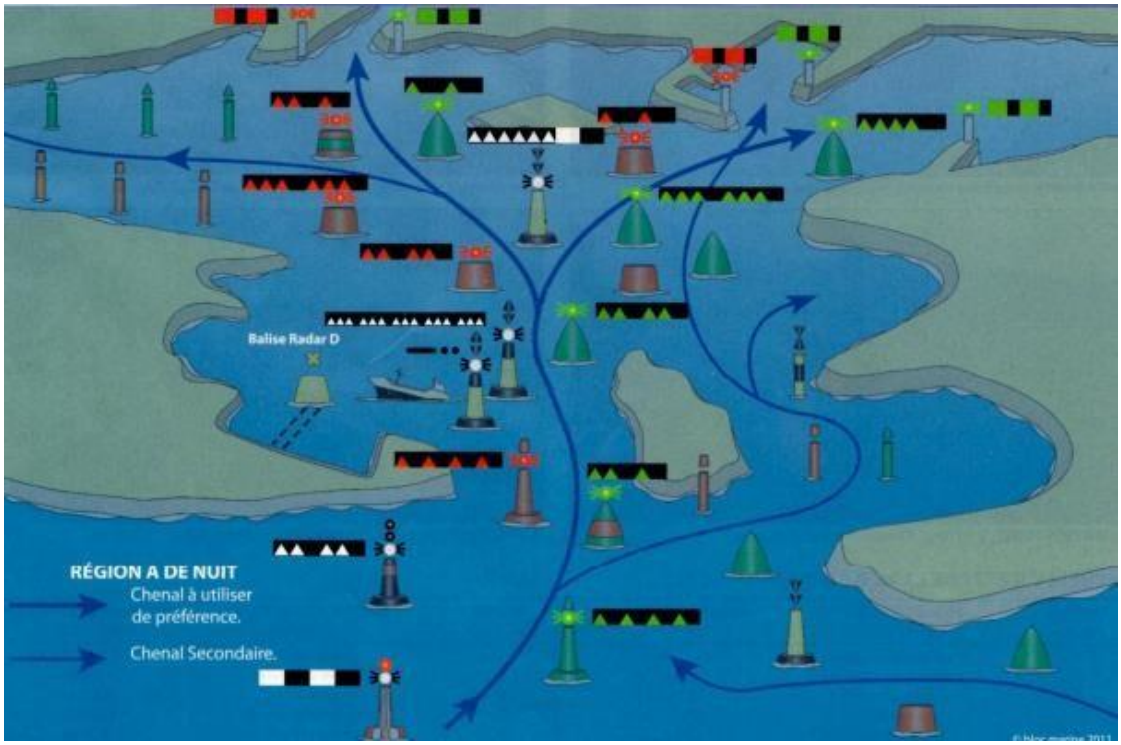


Figure 83 : Balisage qui impose un sens de passage de nuit (Google image).

b. Marques Cardinales :

Il en existe 4, comme les points cardinaux. Elles marquent la limite entre les zones de danger et les eaux saines. Elles ne balisent pas 1 point précis, mais l'extrémité d'une étendue de hauts fonds. Elles sont toutes jaunes avec des bandes noires. Elles ont toutes un voyant à 2 cônes noirs dont l'orientation des pointes varie.

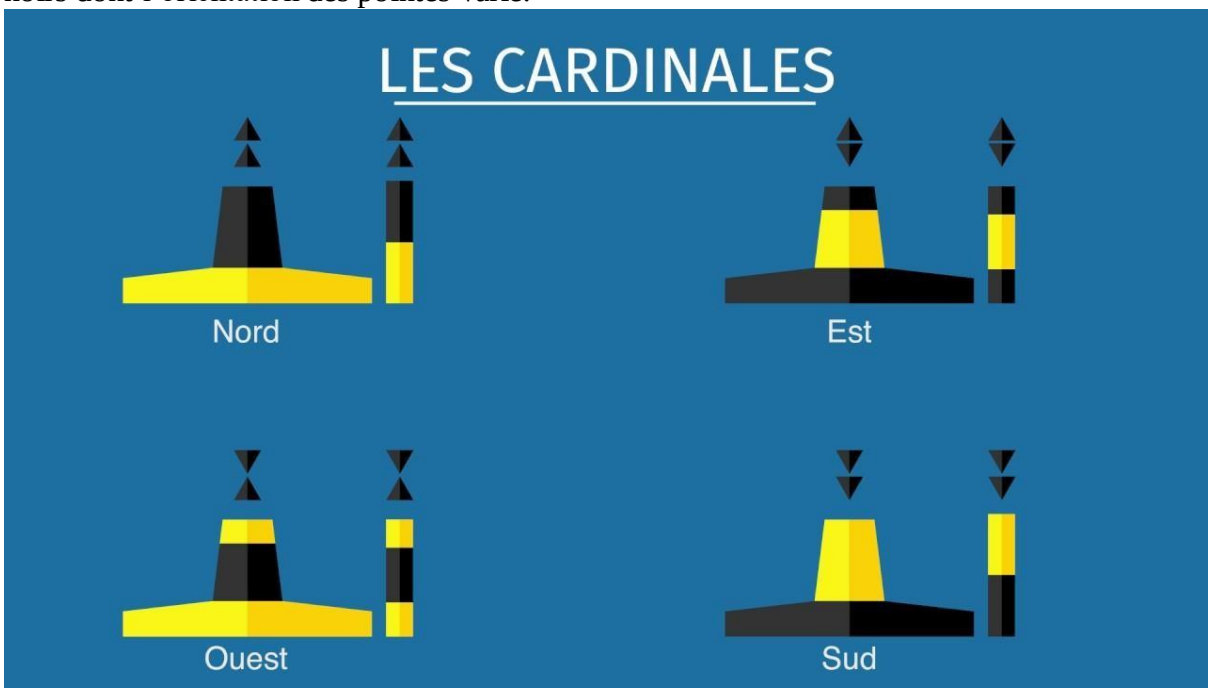


Figure 84 : Les 4 marques cardinales



Figure 85 : Image d'une marque cardinale (nord) sur mer

c. Marque Danger Nouveau :

Marque qui indique un danger qui n'existe pas dans les documents nautiques ; Il s'agit de 2 marques identiques placées côte à côte. Cela peut être 2 marques cardinales mais aussi 2 marques latérales bâbord ou tribord, selon la situation.

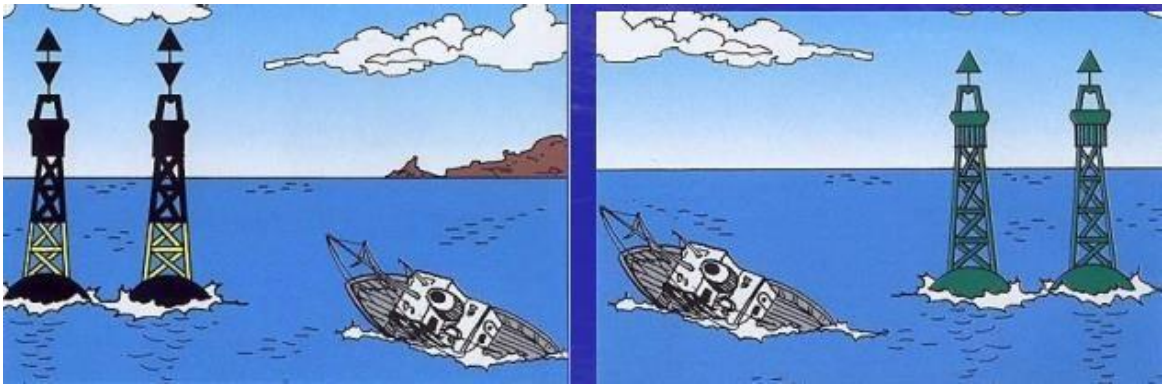


Figure 86 : Marque d'un nouveau danger.

5- Les aides à la navigation radioélectrique

Les aides à la navigation radioélectrique permettent à l'aide d'un récepteur dédié installé dans le navire de capter les signaux de plusieurs stations émettrices (stations terrestres ou satellites). La position du navire est déduite automatiquement en exploitant les relèvements et/ou distances des différents émetteurs. Les systèmes en usage aujourd'hui sont:

- le système LORAN C : le LORAN C est un système de positionnement reposant sur des stations terrestres d'une portée de 1200 milles. Il fournit une position avec une précision de 400 mètres à 1 mille. Ce système aujourd'hui ancien n'est plus déployé que sur une partie des côtes européennes.

- le GPS et le DGPS : le GPS, système de positionnement reposant sur un réseau de satellites. Sa précision est de quelques dizaines de mètres. Le GPS différentiel (DGPS) combine le signal des satellites avec celui de stations situés à terre; la précision du système tombe à quelques mètres à condition d'être à moins de 200 milles d'une station terrestre.

- les bouées répondeuses Racon : balises d'atterrissage situées généralement à proximité des grands ports de commerce dotées d'un réflecteur radar et d'un émetteur de signal Morse.

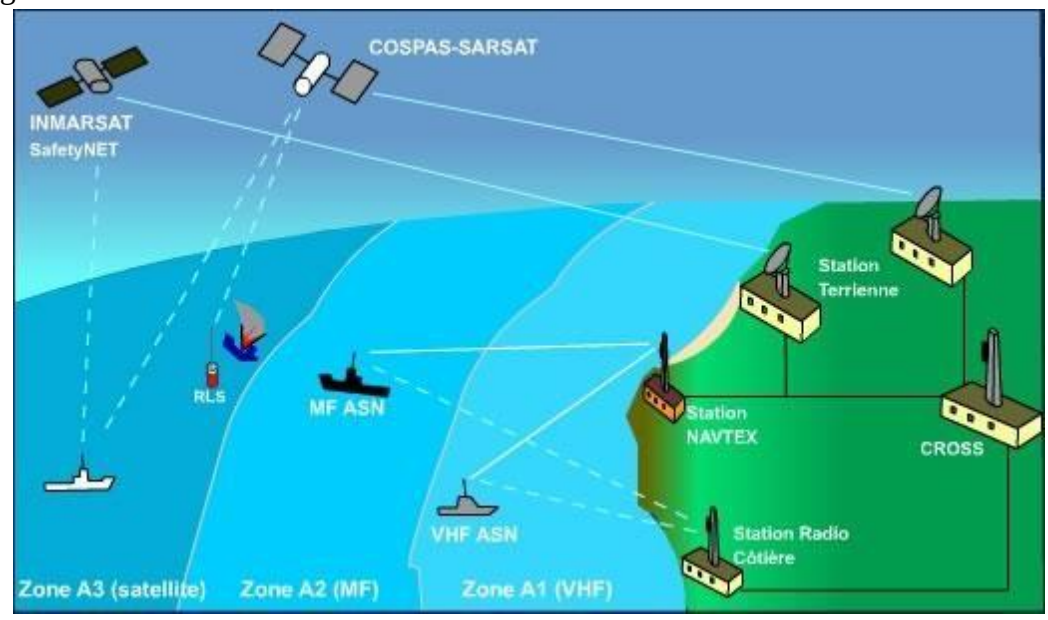


Figure 87 : Photo illustrant les aides à la navigation radioélectrique (Google image

6- L'aide à la navigation sur la variante étudiée :

Dans cette partie, nous avons proposé dans la figure ci-dessous un exemple de signalisation maritime pour la variante étudiée.

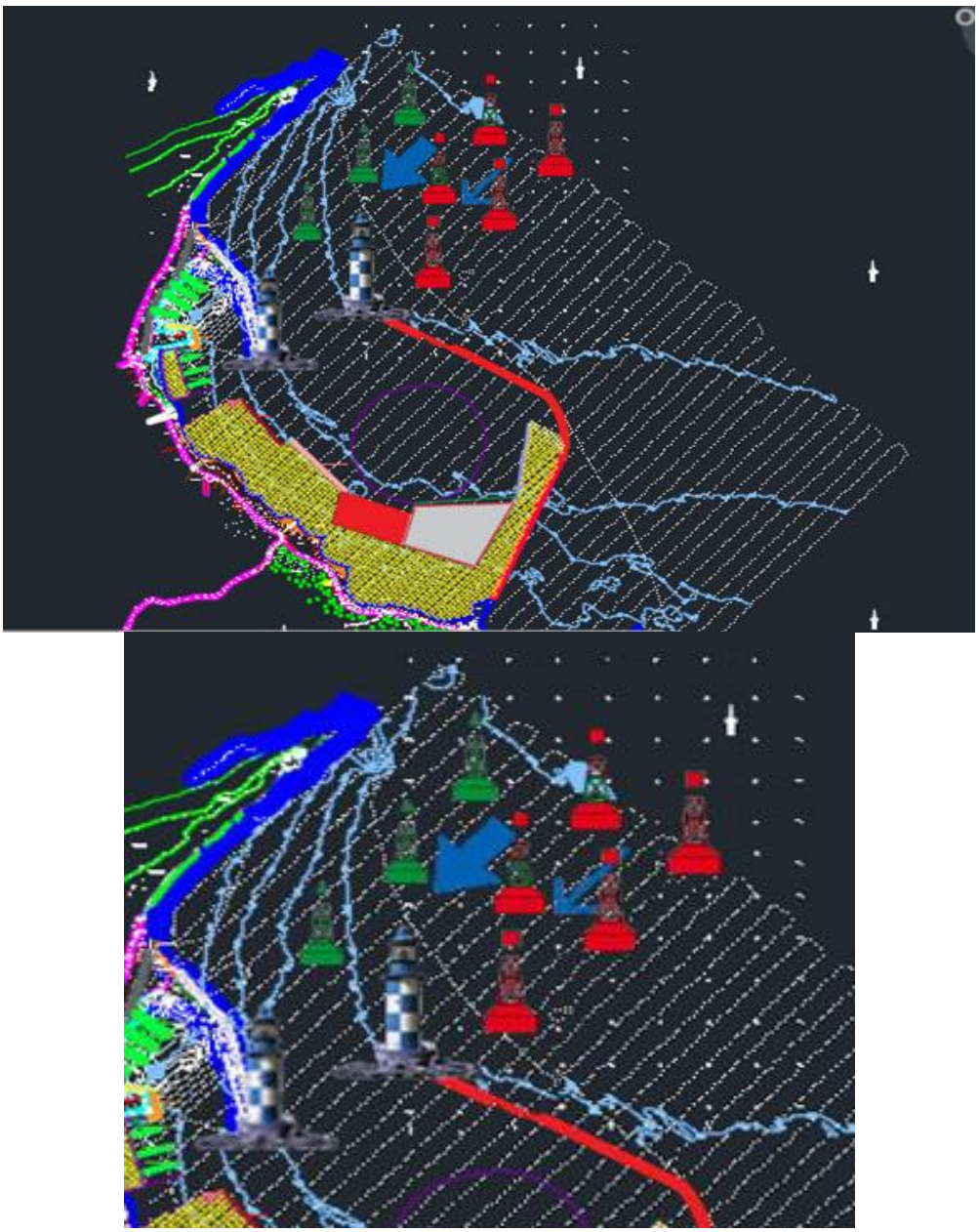


Figure 88 : Exemple d'aide à la navigation de la variante étudiée

7- Conclusion

Pour naviguer en sécurité, c'est à-dire pour suivre sa route en évitant les dangers et en profitant des meilleures conditions de météo et de marée, il est essentiel de mettre en place tous les dispositifs d'aide à la navigation pour la variante étudiée.

Parmi les principaux équipements de signalisations on trouve :

- Un feu rouge au niveau du musoir : selon le code de la signalisation le feu est en bâbord.
- Une balise à feu vert : est en tribord, dans l'objectif est de définir le couloir de navigation vers le post de chargement.
- Des bouées de guidages.....

Chapitre 10
Etude d'impact sur l'environnement

1- Introduction

L'objectif de l'E.I.E est de s'assurer que seront pris en considération par le maître de l'ouvrage ou le pétitionnaire, les intérêts de la collectivité nationale relative à la protection de l'environnement et cela dans le cadre de ses responsabilités statuaires.

L'E.I.E est aussi un outil de prévention, elle permet d'évaluer suffisamment tôt, c'est à dire avant que la décision ne soit prise de réaliser physiquement l'aménagement proposé, l'impact qu'aurait sur l'environnement, sa réalisation, ainsi que les mesures prises pour minimiser les effets négatifs et maximiser les effets positifs attendus.

Cette étude va permettre d'évaluer les impacts environnementaux positifs et négatifs, directs et indirects, à court, moyen et à long terme du projet et d'établir un bilan environnemental, en plus de la mise en place des mesures pour minimiser les impacts négatifs et maximiser l'intégration du projet dans le milieu.

2- Cadre juridique et institutionnel

A- Cadre juridique

Depuis le Sommet de Johannesburg en 2002, l'Algérie a intensifié ses actions dans le domaine de la protection de l'environnement et du développement durable, donnant ainsi une place prépondérante aux aspects sociaux et écologiques dans ses choix de modèle de société.

Plusieurs lois pour un développement durable ont été promulguées. Aussi, les politiques sectorielles ont été mises en œuvre au plan de l'éducation et de la sensibilisation environnementale, de la préservation et de l'économie de l'eau, de la préservation des sols et des forêts, de la préservation des écosystèmes sensibles (littoral, steppe, Sahara), de développement rural, de l'amélioration du cadre de vie des citoyens, la dépollution industrielle, de la protection du patrimoine archéologique, historique et culturel.

Ces politiques sont appuyées par la nouvelle fiscalité écologique basée sur les principes de pollueur-payeur, afin d'inciter à des comportements plus respectueux de l'environnement par l'utilisation rationnelle des ressources naturelles. L'Algérie possède un arsenal juridique important qui préconise la surveillance de l'environnement (eau, air, sol etc..).

a. Réglementation relative à l'environnement

Le contenu de l'E.I.E doit être en relation avec l'importance des travaux, aménagements et ouvrages projetés et avec leurs incidences prévisibles sur l'environnement.

L'E.I.E doit comprendre successivement :

- Délimitation de la zone d'étude;
- Description détaillée de l'état initial du site et de son environnement;
- Description détaillée des différentes phases du projet;
- L'estimation des catégories et des quantités de résidus, d'émissions et de nuisances susceptibles d'être générés lors des différentes phases de réalisation et d'exploitation du projet ;

- L'évaluation des impacts prévisibles directs et indirects, à court, moyen et long terme du projet sur l'environnement (air, eau, sol, milieu biologique, santé);
- Les effets cumulatifs pouvant être engendrés au cours des différentes phases du projet;
- La description des mesures compensatoires ;
- Les incidences financières allouées aux mesures préconisées;
- Tout autre fait, information, document ou étude soumis par les bureaux d'études pour étayer ou fonder le contenu de l'étude ou de la notice d'impact concernée.

b. Réglementation nationale environnementale associée

La réglementation en matière de conservation de la nature et de préservation de l'environnement a été effective dès l'année 1982. Des lois et des décrets d'applications ont été publiés pour assurer une couverture légale à toutes les activités de conservation.

Parmi les principales lois promulguées, on a :

- Loi n°04-20 du 25 décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable.
- Loi n° 01-19 du 12 Décembre 2001 relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, introduisant les principes stratégiques de la gestion des déchets solides toxiques et non toxiques.
- Décret exécutif nº 06-198 du 31 Mai 2006 définissant la réglementation applicable aux établissements classés pour la protection de l'environnement.

B- <u>Cadre institutionnel</u>

Dans le cadre institutionnel, on a :

- L'Observatoire National de l'environnement et du développement durable ONEDD.
- Plan National d'Action Environnementale et du Développement Durable (P.N.A.E.D.D).
- Décret exécutif n°06-424 du 22 Novembre 2006 fixant la composition et le fonctionnement du Conseil de Coordination Côtière.

3 - Analyse des impacts

Les impacts sont identifiés sur les composantes du milieu physique, biologique et humain, durant les différentes phases du projet.

La première étape consiste à identifier, d'une part, les sources d'impact, et d'autre part, les éléments du milieu biologique, physique et socio-économique susceptibles d'être affectés.

Les sources d'impact correspondent aux différentes opérations qui auront cours lors de laréalisation des travaux ou encore lors de la période d'exploitation du projet.

Le projet est scindé en deux principales phases :

- Phase de construction
- Phase d'exploitation

Tableau 85 : Inventaire des sources d'impacts générer par les différentes actions du projet.

Sources d'impacts	***Description de l'activité***
	Phase de construction
Installation du chantier et Transport des matériaux et circulation des engins	Cela concerne les principales activités de chantiers de démarrage comme l'aménagement des roulottes de chantier et d'unités sanitaires, l'utilisation d'engins de construction, dépôts provisoires des matériaux de construction, l'apport de matériels et outillages spécialisés pour l'installation et l'entretien des engins de chantier. La circulation des véhicules, les mouvements de terre, les dépôts des consommables et des déchets de tout genre sont importants et fréquents lors de cette étape.
Dragage & Déroctage	Cette étape consiste en la préparation physique du fond (modification locale de la bathymétrie).
Remblais des terre-pleins	Cette étape permettra de combler les terre-pleins avec le volume des déblais issus des opérations de dragage et ceux issus des produits de carrières afin d'optimiser leurs utilisation.
Travaux de terrassement et génie civil	Ils concernent essentiellement la construction des différents ouvrages relatifs au projet
Remise en état et intégration paysagère	Elle correspond à la remise en état des aires affectées par les travaux. Les voies de contournement pour la circulation seront fermées et la circulation sera rétablie, les terrains non occupés seront remis à leur état initial, en fonction de leur affectation antérieure.
	Phase d'exploitation
Déchets solides, liquides et gazeux	L'activité portuaire générera différents type de déchets leur devenir sera pris en considération dans les mesures d'atténuation afin de permettre une gestion durable de la déchetterie du port.
Trafic généré par le port	Durant la phase d'exploitation le trafic maritime, routier et ferroviaire, développera l'économie régionale et nationale.
Pollution sonore et lumineuse	La pollution sonore regroupe les nuisances sonores provoquées par diverses sources, dont les conséquences peuvent aller d'une gêne passagère à des répercussions graves sur le fonctionnement des écosystèmes (photosynthèse). La pollution lumineuse est la conséquence néfaste de l'éclairage artificiel nocturne sur la faune, la flore et les écosystèmes, qui peuvent, dans certains cas, avoir des effets néfastes sur la santé humaine.
Entretien et réparation	Cette activité regroupe tous les travaux d'entretien du projet, et de réparation en cas de défaillance de l'une de ses composantes.

Composantes du milieu

Les composantes du milieu susceptibles d'être affectés par les différentes actions du projet :

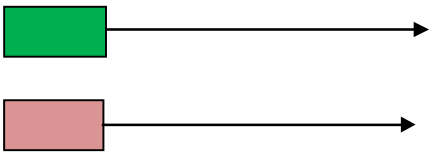
- ***Milieu Physique*** : Les composantes du milieu physique susceptibles d'être affectés par le projet sont :
  - Qualité de l'air
  - Qualité de l'eau et sédiment
  - Qualité du sol
  - Bathymétrie
  - Hydrodynamisme.

- **Milieu Biologique :** Les composantes du milieu biologique susceptible d'être affectés sont :
  - Flore aquatique
  - Faune benthique
  - Faune ichthyenne
  - Faune avienne
- **Milieu Humain :** Les effets sur le milieu humain touchent principalement :
  - Emploi
  - Economie locale
  - Santé et sécurité publique
  - Activité de pêche
  - Bruits et vibrations
  - Navigation

4- Evaluation des impacts

La matrice de l'ensemble des impacts du projet d'extension du port mixte de Dellys est synthétisée comme suit :

NB :



Impact positif

Impact négatif

Tableau 86 : Tableau d'évaluation des impacts du projet

| | | Composantes du milieu (Elements sensibles) | | |

5 – Conclusion

L'étude d'Impact sur l'Environnement du projet d'Extension du port mixte de Dellys a permis de constater que le site des travaux à proximité du port, constitue un milieu particulièrement sensible aux plans physique, biologique et humain. Les analyses chimiques effectuées sur les sédiments ont montré l'absence de contamination organique et inorganique.

Par ailleurs, en vue de la bonne qualité des déblais de dragage et déroctage prévu, il serait plus judicieux de les valoriser pour combler les terre-pleins afin d'optimiser leurs utilisation.

Dans l'ensemble, le projet d'Extension du port mixte de Dellys entraînera des impacts négatifs d'importance moyenne ou faible limités dans le temps, et des impacts positifs d'importance forte.

On peut conclure que le projet d'extension du port mixte de Dellys s'avère être acceptable du point de vue environnemental.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude de formation de l'élève ingénieur en travaux publics nous a permis de mettre en évidence nos connaissances théoriques dans le domaine, et ce à travers la mise en place d'une conception et d'une étude d'une proposition d'extension au niveau du port mixte de Dellys, Boumerdes, ainsi que le dimensionnement des différents ouvrages, intérieurs et extérieurs qui s'y sont inclus.

La concrétisation de cette étude, on a suivi les étapes suivantes :

- La collecte et l'analyse des données.
- La conception d'une extension pour le port.
- Pré dimensionnement des ouvrages de protection.
- Calcul des ouvrages d'accostages.
- L'estimation des quantités et des couts.
- Enfin, une étude d'impact sur l'environnement.

Pour les appontements, nous sommes sortis de l'ordinaire et nous avons proposé des appontements flottants à la place dès appontements en béton armé et nous souhaitons diffuser cette idée (AF) dans le domaine maritime.

A titre personnel, ce projet nous a permis de découvrir l'étendue du domaine des travaux maritimes et qu'il est pluridisciplinaire, nécessitant beaucoup de connaissances qui touchent une multitude de branches des travaux publics comme la géotechnique et le béton armé.

Ce projet a été une occasion pour mettre en application les connaissances théoriques acquises pendant le cycle de formation et c'était l'occasion pour nous de tirer profit, d'une part, de l'expérience des ingénieurs sur le terrain et, d'autre part, d'apprendre la méthodologie rationnelle à suivre pour élaborer un projet en travaux maritimes.

Enfin, ce travail a été une véritable découverte pour moi, un tremplin qui m'a permis d'avoir un aperçu sur comment être actrice et non plus spectatrice dans le monde du travail et particulièrement dans le secteur des travaux maritimes.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

1- Cours :

• Cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).
• Mr. BOUHANICHE : cours de travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

2- Livres :

• Aménagements des ports de la région centre- Rapport final TOME I. Laboratoire d'études maritimes. Juin 1981, 1 Avenue de l'indépendance Alger.

• Aménagements des ports de la région centre- Rapport final TOME II. Laboratoire d'études maritimes. Juin 1981, 1 Avenue de l'indépendance Alger.

• Revue : Entreprise portuaire d'Alger-PORT D'ALGER. Coopération navale- Manœuvres pour … La paix. N° 27- Aout 2000.

• J.CHAPON : Travaux Maritimes TOME I : Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.
• J.CHAPON : Travaux Maritimes TOME II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France

.

3- Sites internet :

https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/ingenierie-des-transports-th14/infrastructures-environnement-et-transport-par-voie-d-eau-42617210/principes-d-implantation-et-d-amenagement-des-ports-maritimes-c4630/definition-et-role-des-ports-maritimes-c4630v2niv10001.html consulté en ligne le 31 Mars 2021 à 16:29

Geoffroy CAUDE, Paul SCHERRER, « PORTS MARITIMES », Encyclopædia Universalis [en ligne], consulté le 31 mars 2021.

URL : https://www.universalis.fr/encyclopedie/ports-maritimes/ consulté en ligne le 31 Mars 2021.

https://www.materiel-du-pro.fr/construction-de-batiment-caracteristiques-structurelles-des-quais-portuaires/ consulté en ligne le 1 Avril 2021.

https://www.port-navyservice.com/port-a-sec-definition/ consulté en ligne le 2 Avril 2021.

https://www.groupe-etpo.fr/references/968-duc-d-albe-d-amarrage-a-marseille.html consulté en ligne le 2 Avril 2021.

http://refmar.shom.fr/fr/ouistreham?p_p_auth=7TOtocdU&p_p_id=20&p_p_lifecycle=1&p_p_state=exclusive&p_p_mode=view&_20_struts_action=%2Fdocument_library%2Fget_file&_20_groupId=10227&_20_folderId=789220&_20_name=11901 consulté en ligne le 4 Avril 2021.

https://www.culture-maritime.com/fr/page-mme4_cours.xhtml consulté en ligne le 4 Avril 2021.

https://observatoire-littoral-guyane.fr/littoral-guyanais/dynamiques-littorales/ consulté en ligne le 5 Avril 2021.

http://hmf.enseeiht.fr/travaux/projnum/book/export/html/3136 consulté en ligne le 10 Avril 2021.

https://www.surf-report.com/news/pedagogie-meteo/periode-swell-houle-vague-vagues-houles-1128196795.html consulté en ligne le 10 Avril 2021.

https://www.surf-report.com/news/pedagogie-meteo/deferlement-vague-plongeant-deferler-tube-102201692.html consulté en ligne le 13 Avril 2021.

https://www.flickr.com/photos/144330620@N04/36007196355 consulté en ligne le 13 Avril 2021.

https://journals.openedition.org/encyclopedieberbere/2231?lang=en consulté en ligne le 20 Avril 2021.

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317 consulté en ligne le 10 Mai 2021.

https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317#bib018 consulté en ligne le 10 Mai 2021.

http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9598/travaux/optsee/beisee95/group1/be3/hydromar/hydrodyn.htm#:~:text=La%20m%C3%A9thode%20calcul%20des%20orthogonales,cap%20et%20dans%20la%20baie%20 consulté en ligne le 13 Mai 2021.

http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9899/travaux/optsee/hym/nome11/pres.htm#:~:text=Les%20digues%20%C3%A0%20talus%20sont,l'ouvrage%20par%20gros%20temps. consulté en ligne le 14 Mai 2021 à 12:52.

file:///C:/Users/mohammed/Downloads/Guide%20etudes%20techniques%20portuaires%20(1).pdf consulté en ligne le 16 Mai 2021.

https://s3.static-clubeo.com/uploads/cvfpb-voile-franconville/Medias/BALISAGE__oiwibs.pdf consulté en ligne le 25 Mai 2021.

4- Autres :

• Etude d'extension du port de pêche de Khemisti wilaya de Tipaza. 2015/2016. ENSTP Garidi, Vieux Kouba.
• Etude de réalisation d'un quai céréalier dans le cadre du projet d'extension du port mixte de Dellys. 2018/2019. ENSTP Garidi, Vieux Kouba.

• Etude d'extension et protection de l'abri de pêche El-Marsa wilaya de Skikda. 2018/2019. ENSTP Garidi, Vieux Kouba.
•Étude de la marina baie d'Alger. 2016/2017. ENSTP Garidi, Vieux Kouba.

5- Logiciels :

• Autodesk Auto-cad 2008 ;
• Microsoft Excel 2013.

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1

Tableau 87 : Caractéristiques géométriques des principales sources sismogènes de l'Algérie du Nord (Source https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317)

Zone	Région	Nom de la faille et	Type de faille	Longueur totale (km)	Longueur de la rupture (km)	Pendage de la faille (degrés)	Taux de déplacement (mm an $^{-1}$)
Zone de l'Ouest algérien	**Région de Temouchent**	Stah Zilzila (F1)	Inverse à pendage sud-est	15	10	45	1,0
		Dar Lalla Messouda (F2)	Aveugle à pendage nord-ouest	8	8	55	1,0
		Dj. Djaddara (F3)	Inverse à pendage nord-ouest	16	10	55	1,0
	Région d'Oran	Sebkha nord (F4)	Inverse à pendage Nord	55	15	55	1,0
		Sebkha sud (F5)	Inverse à pendage sud	65	30	55	1,0
Zone de Chlef	**Région de Ténès**	Oued Allalah (F1)	Inverse à pendage nord	29	29	60	–
		Faille en mer (F2)	Inverse à pendage sud	225	–	40	–
	Région de Chlef	Oued Fodda (F3)	Inverse à pendage nord	47	47	55	–
		Bahari Karouch (F4)	Décrochant	16	16	90	–
		Ouled Fares (F5)	Inverse à pendage nord	15	15	40	–
Zone d'Alger	**Région Ouest Alger**	Faille aveugle du Sahel (F1)	Inverse à pendage sud	67	40	55	0,2
		Faille de Tipasa (F2)	Inverse à pendage nord	55	40	55	1,4

Zone	Région	Nom de la faille et	Type de faille	Longueur totale (km)	Longueur de la rupture (km)	Pendage de la faille (degrés)	Taux de déplacement (mm an $^{-1}$)
	Région Sud Alger	Faille de Menaceur (F3)	Inverse à pendage nord	40	40	55	1,4
		Faille de Blida (F4)	Inverse à pendage nord	35	35	55	0,7
Zone Kabyle		Faille de la Soummam (F7)	Inverse à pendage nord	>120	35	55	0,70

Annexe 2

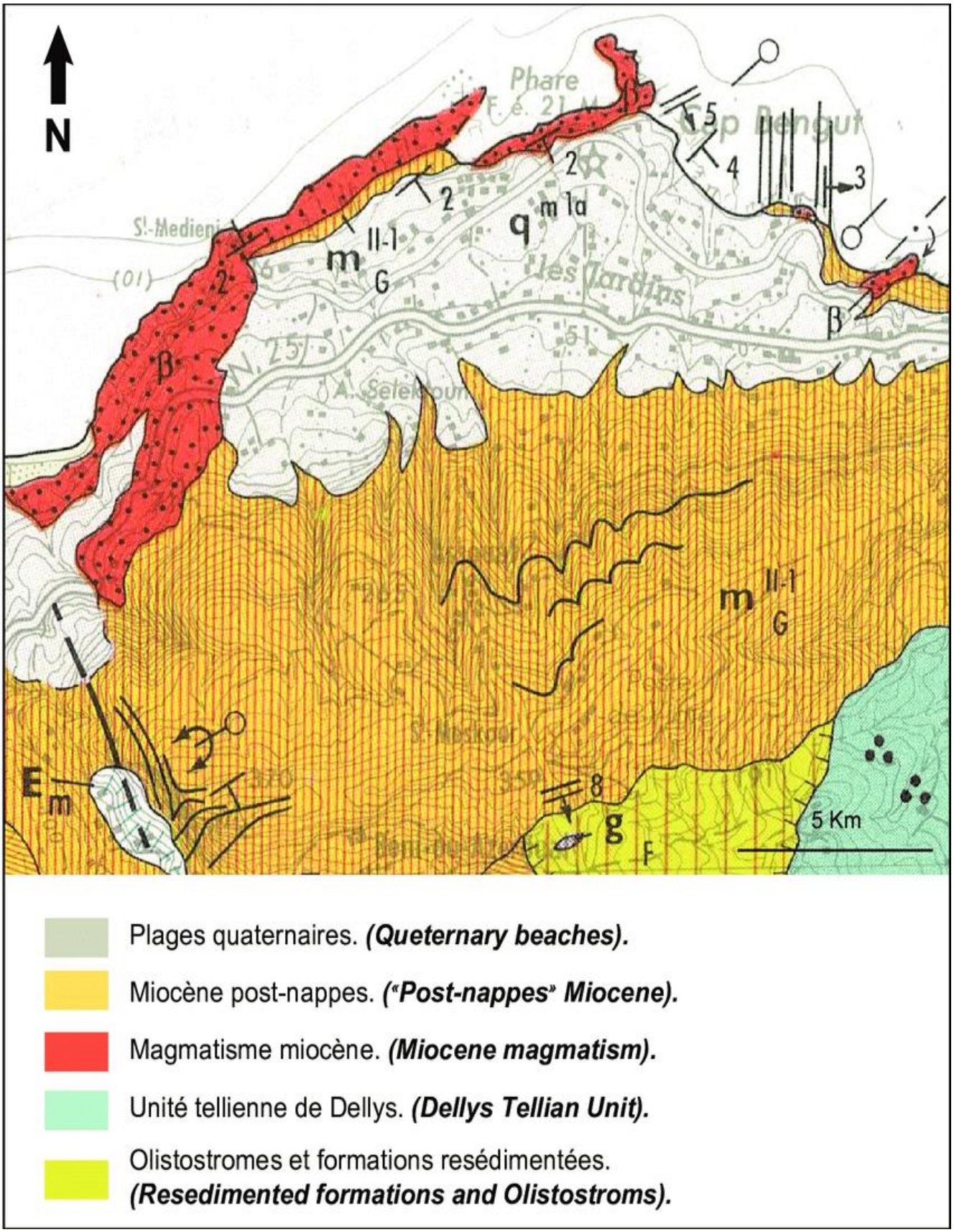


Figure 89 : Carte géologique de la ville de Dellys (Google image)

Annexe 3

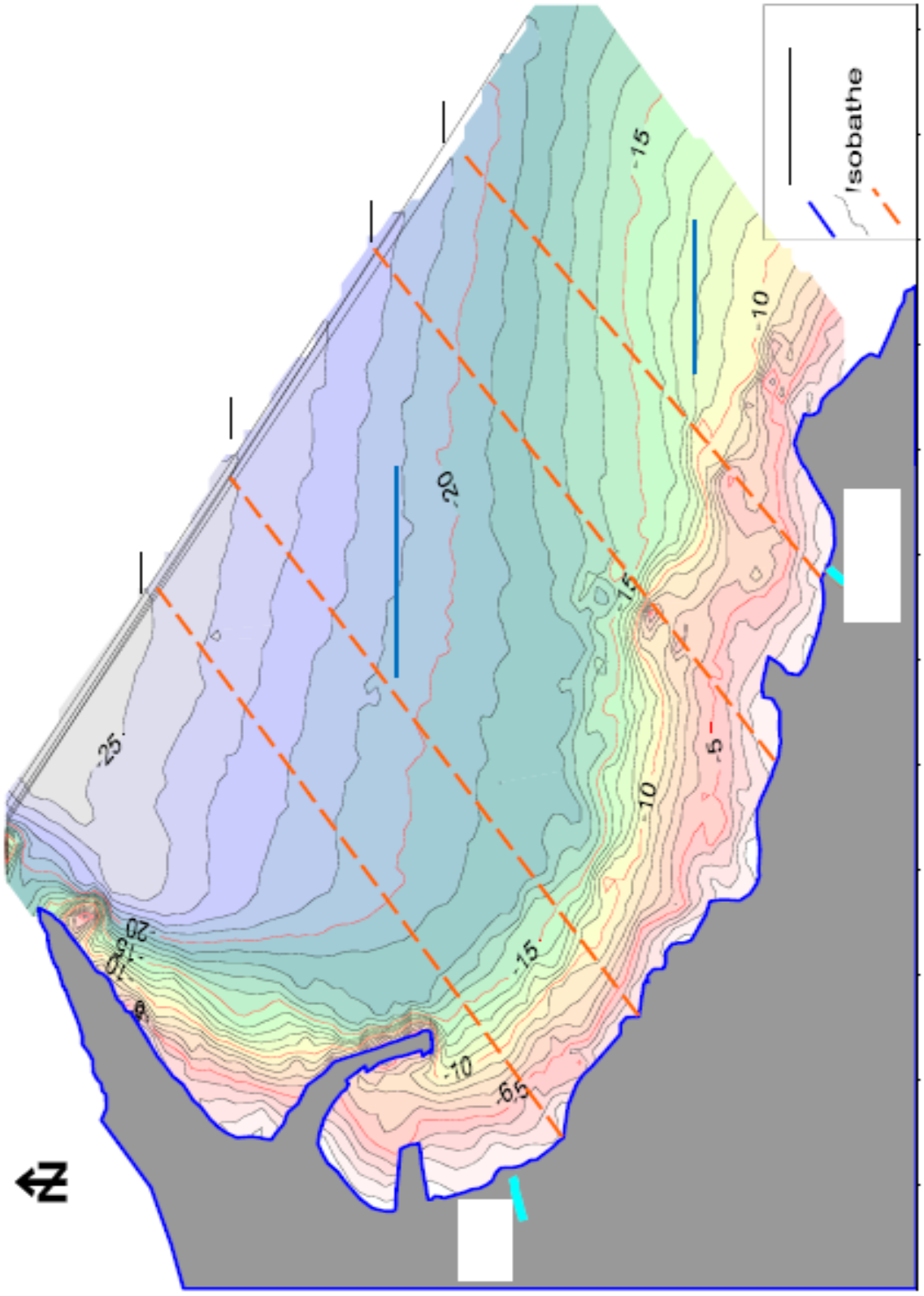
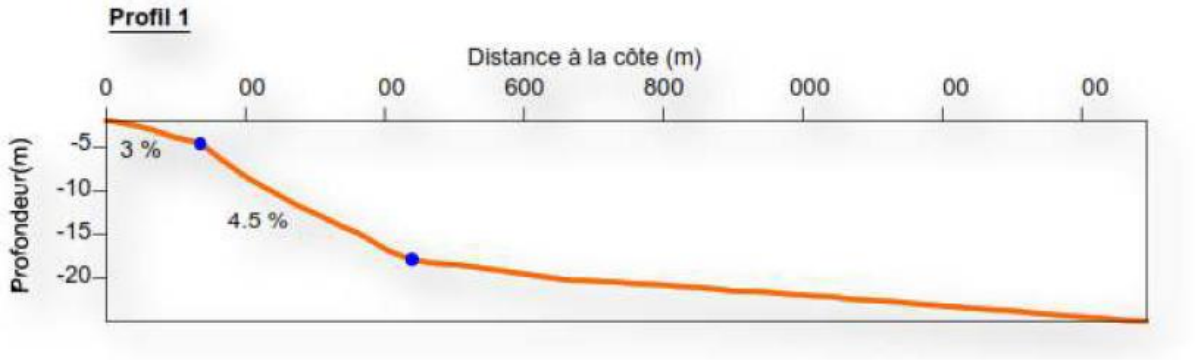


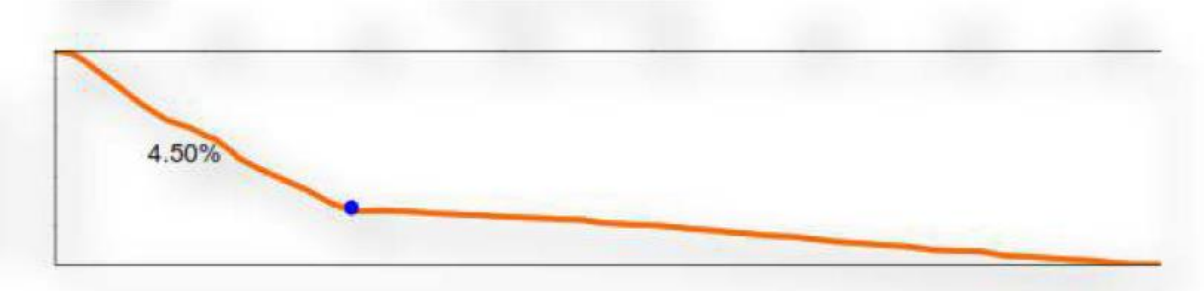
Figure 90 : Levée bathymétrique

A partir de l'esquisse bathymétrique, des profils bathymétriques au nombre de quatre (04) reflétant la topographie du fond marin ont été réalisés ((fig. n°2) . Ils traduisent ce qui suit ;

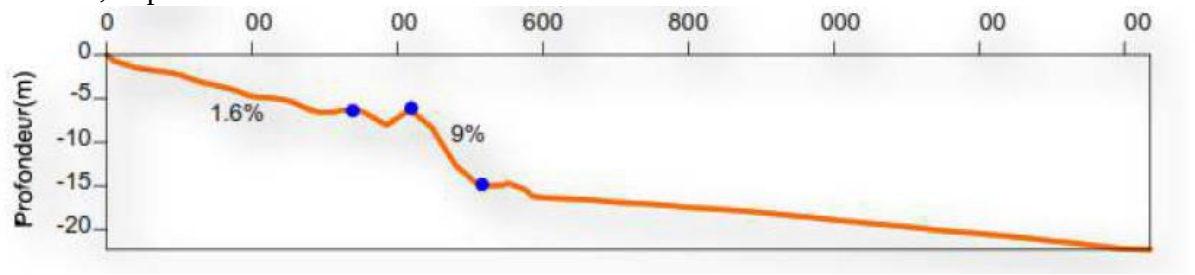
• **Le profil 1** montre, de 0 à 4 m de profondeur et sur une distance de 130 m, un fond marin marqué par une pente estimée à 3 %. Au-delà de cette profondeur, le fond marin descend jusqu'à environ 18 m de profondeur avec une pente de 4.50 % puis poursuit sa descente vers le large avec une pente douce.



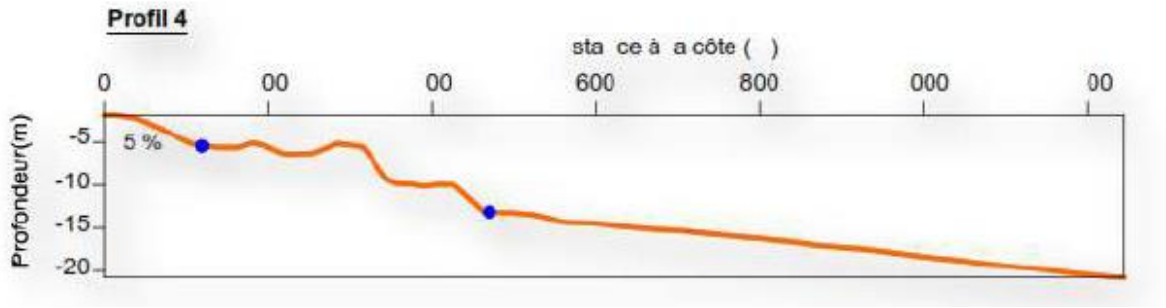
•**Le profil 2** montre un fond marin qui se caractérise avec une pente de 4.5 % sur une distance de 400 m depuis la cote. Au-delà, le fond marin poursuit sa descente avec une pente douce.



• **Le profil 3** entame sa descente avec une pente douce estimée à 1.6 % atteignant la profondeur de 6 m environ où l'on note la présence de cavité. A cette profondeur, le profil montre, sur une distance de 100 m, une rupture de pente bien marquée atteignant ainsi la profondeur de 15 m. Au-delà, la pente du fond marin est douce.



•**Le profil 4** dénote un fond marin qui descend jusqu'à 6 m de profondeur avec une pente estimée à 5 %. A partir de cette profondeur, le profil montre un fond irrégulier ; cette irrégularité, observée jusqu'à environ 13 m profondeur, se traduit par succession de replats et hauts fonds séparés par des pentes abruptes. Vers le large, le fond marin se caractérise par un adoucissement de la pente.


Profil 4
sta ce à a côte ( )
0
00
00
600
800
000
00
Profondeur(m)
-5
-10
-15
-20
5 %

Annexe 4

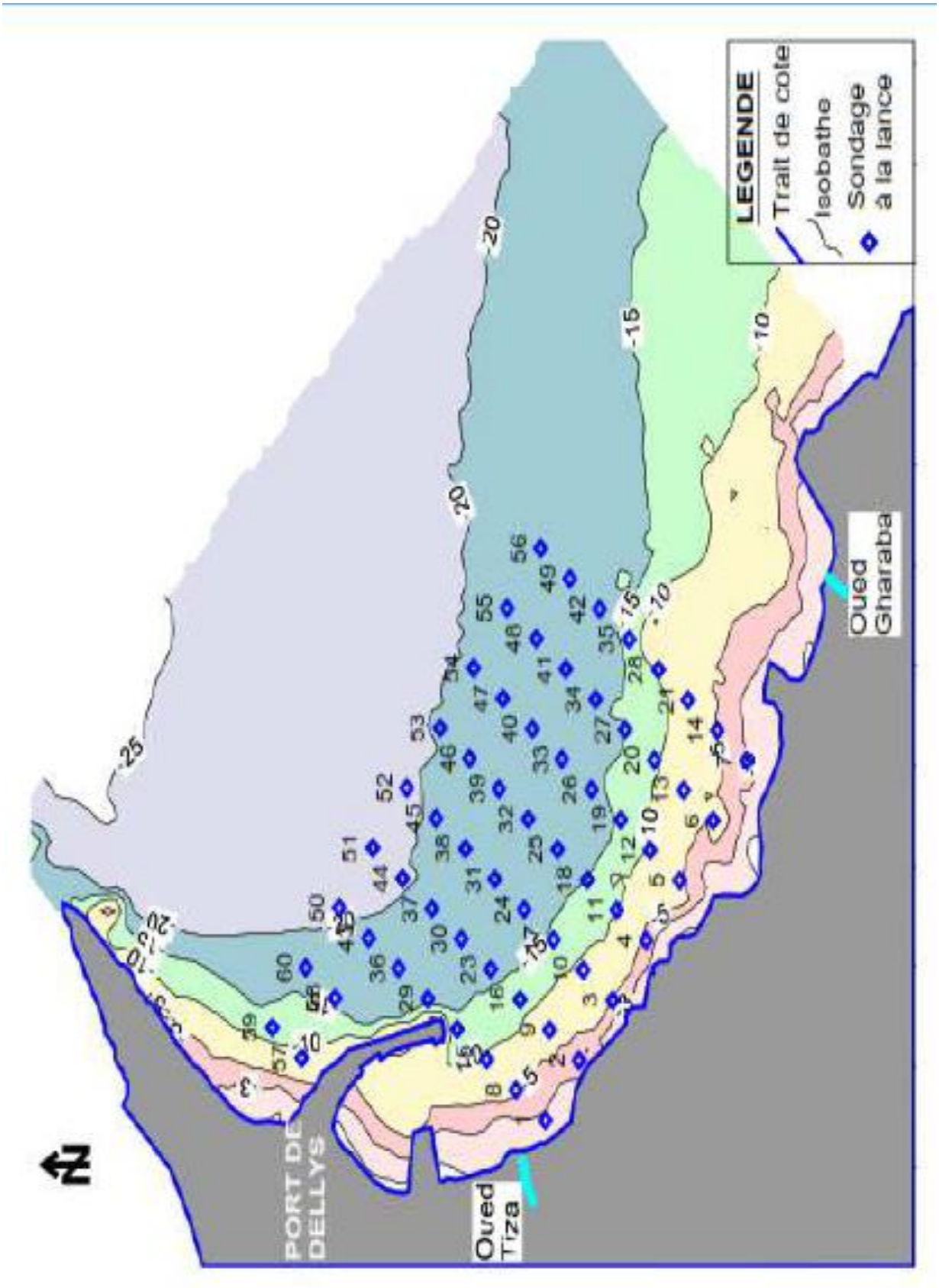


Figure 91 : Carte de position des points de sondages à la lance.

N° de points	Abscisse - X (UTM)	Ordonnée- Y (UTM)	Profondeur (m)	Pénétration (m)	Nature des matériaux
01	581693,23	4085385,98	-2		Roche Naturelle
02	581812,68	4085295,25	-4		Roche Naturelle
03	581932,13	4085204,52	-5		Roche Naturelle
04	582051,58	4085113,79	-4		Roche Naturelle
05	582171,03	4085023,06	-6		Roche Naturelle
06	582290,48	4084932,33	-5		Roche Naturelle
07	582409,93	4084841,6	-3		Roche Naturelle
08	581753,72	4085465,61	-5		Roche Naturelle
09	581873,17	4085374,88	-7		Roche Naturelle
10	581992,62	4085284,15	-9	0.90	Sable
11	582112,07	4085193,42	-10	1.00	Sable
12	582231,52	4085102,69	-9		Roche Naturelle
13	582350,97	4085011,96	-7		Roche Naturelle
14	582470,42	4084921,23	-5	1.00	Sable
15	581814,21	4085545,24	-9		Roche Naturelle
16	581933,66	4085454,51	-12		Roche Naturelle
17	582053,11	4085363,78	-14	0.80	Sable
18	582172,55	4085273,05	-15		Roche Naturelle
19	582292	4085182,33	-13		Roche Naturelle
20	582411,45	4085091,6	-11		Roche Naturelle
21	582530,9	4085000,87	-8	1.70	Sable
22	581874,69	4085624,88	-13		Roche Naturelle
23	581994,14	4085534,15	-16		Roche Naturelle
24	582113,59	4085443,42	-18		Roche Naturelle
25	582233,04	4085352,69	-18	0.70	Sable
26	582352,49	4085261,96	-17		Roche Naturelle
27	582471,94	4085171,23	-15	0.80	Sable
28	582591,39	4085080,5	-10		Roche Naturelle
29	581935,18	4085704,51	-16	0.20	Roche Naturelle +Sable
30	582054,63	4085613,78	-18	1.50	Sable
31	582174,08	4085523,05	-19	1.10	Sable
32	582293,53	4085432,32	-19	1.20	Sable
33	582412,98	4085341,59	-18	1.30	Sable
34	582532,43	4085250,86	-16		Roche Naturelle
35	582651,88	4085160,13	-14		Roche Naturelle
36	581995,67	4085784,14	-18	0.80	Sable
37	582115,12	4085693,41	-19	1.10	Sable
38	582234,56	4085602,68	-19	1.60	Sable
39	582354,01	4085511,95	-19	1.30	Sable
40	582473,46	4085421,22	-19	1.20	Sable
41	582592,91	4085330,49	-18	1.20	Sable
42	582712,36	4085239,77	-17	0.80	Sable
43	582056,15	4085863,78	-19	0.80	Sable
44	582175,6	4085773,05	-20	1.80	Sable
45	582295,05	4085682,32	-20	1.10	Sable
46	582414,5	4085591,59	-19	1.40	Sable
47	582533,95	4085500,86	-19	1.50	Sable
48	582653,4	4085410,13	-19	1.30	Sable
49	582772,85	4085319,4	-18	1.50	Sable
50	582116,64	4085943,41	-21	1.20	Sable
51	582236,09	4085852,68	-21	1.50	Sable
52	582355,54	4085761,95	-20	1.50	Sable
53	582474,99	4085671,22	-20	1.40	Sable
54	582594,44	4085580,49	-20	1.60	Sable
55	582713,89	4085489,76	-19	1.20	Sable
56	582833,33	4085399,03	-18	1.20	Sable
57	581817,25	4086045,23	-8		Roche Naturelle
58	581936,7	4085954,5	-17	0.60	Sable
59	581877,74	4086124,87	-12	0.70	Sable
60	581997,19	4086034,14	-18	0.60	Sable

Tableau 88 : Résultats des sondages à la lance



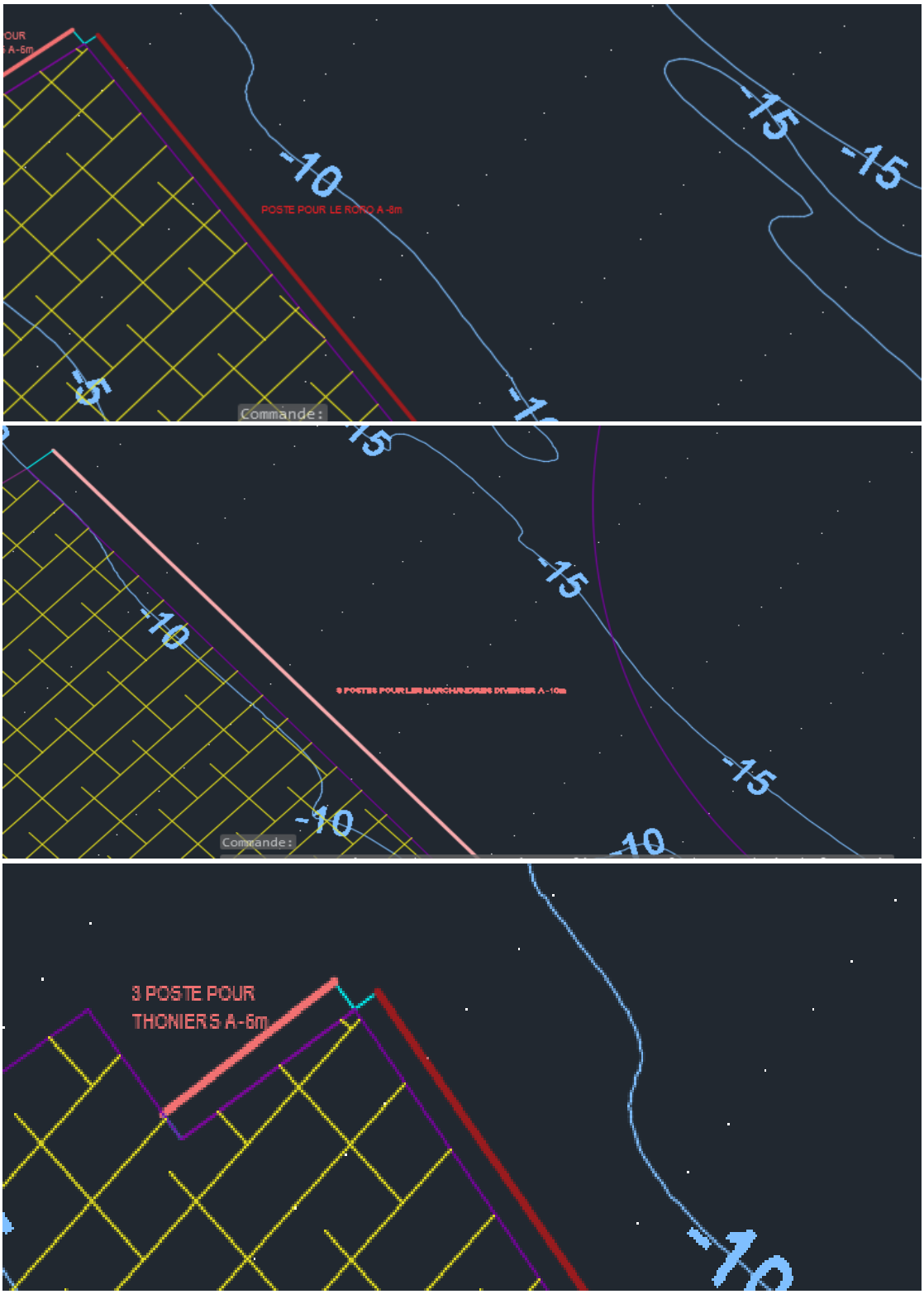
Figure 92 : Carte de positions des points de sondage carottés

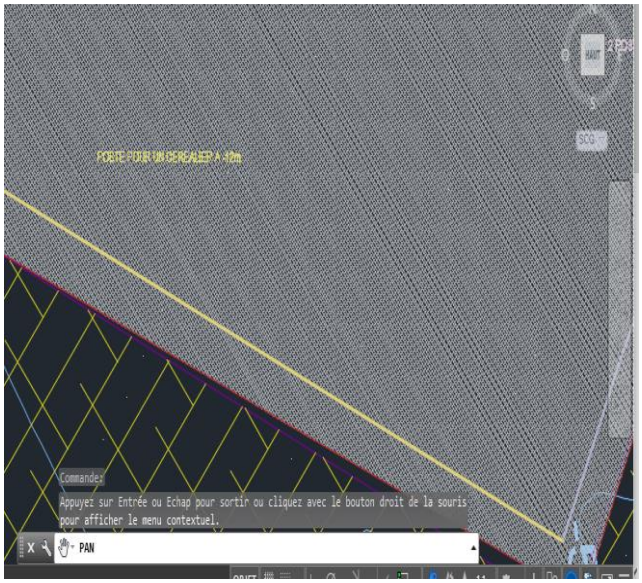
Sondage N°	Profoneur (m)	Type d'essai	C'(bars)	Angle de frottement (°)
P 1	07.25-07.75	Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon s'effrites		
	12.20-12.60			
P 2	10.3010.70	CD	0.35	29.50
P3	03.00-03.45	CD	0.28	18.5
P4	05.60-05.90	CD	0.28	19.90
	13.50-13.80	CD	0.36	25.60
P5	03.80-04.40	Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillons s'effrites		
	07.50-07.80			
P6	23.70-24.30	Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon s'effrite		
P7	19.70-20.40	Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon compact		

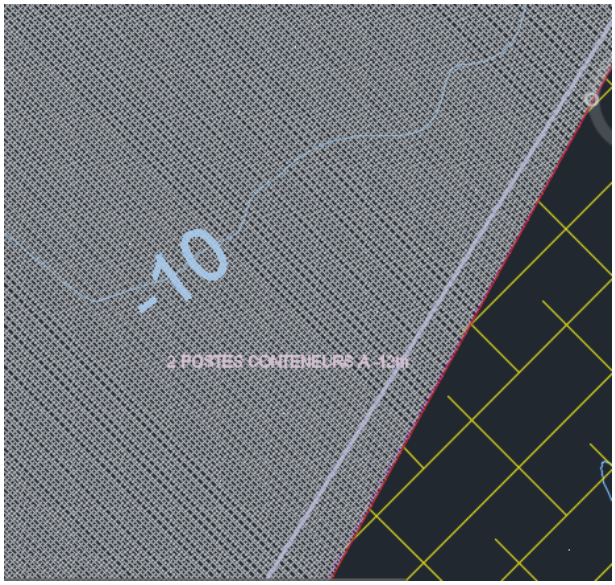
Tableau 89 : Résultats des essais au laboratoire

Annexe 5

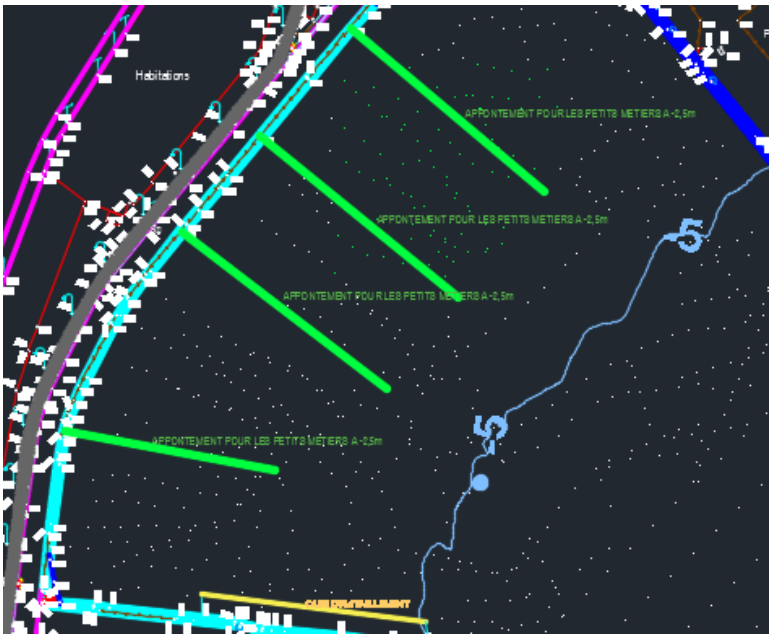
Figure 93 : Photo illustrant les differents quais et appontements du port




POSTE POUR UN GERBEALEP A -10m
Commandes:
Appuyez sur Entrée ou Echap pour sortir ou cliquez avec le bouton droit de la souris pour afficher le menu contextuel.
PAN


-10
2 POSTES CONTENEURS A -13m


APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
-5


Habitations
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
APPONTEMENT POUR LES PETITS METIERS A -2,5m
-5
-5

Annexe 6

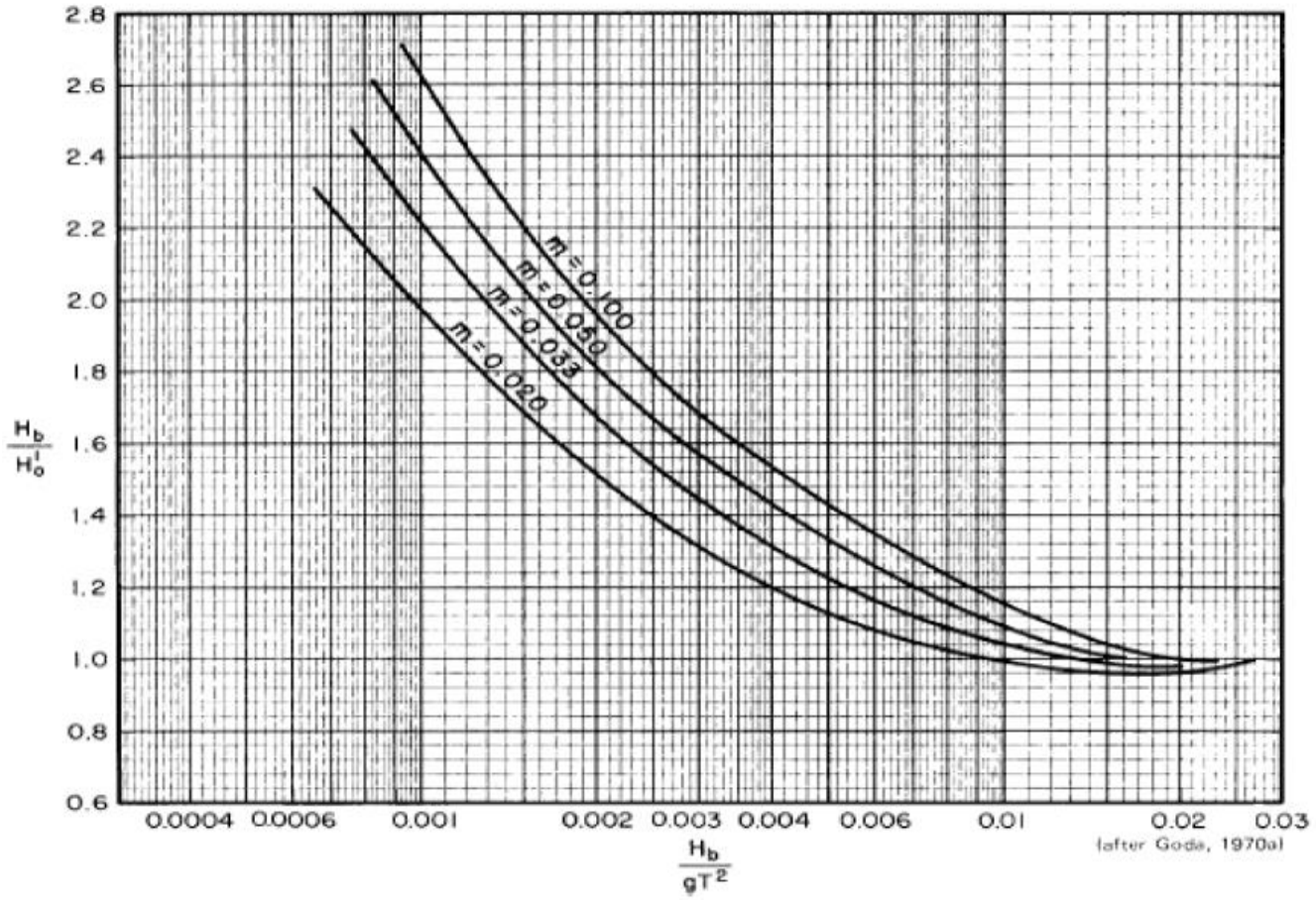


Figure 94 : correction du au poids selon la méthode de CERC.

Annexe 7

Abaque n°I

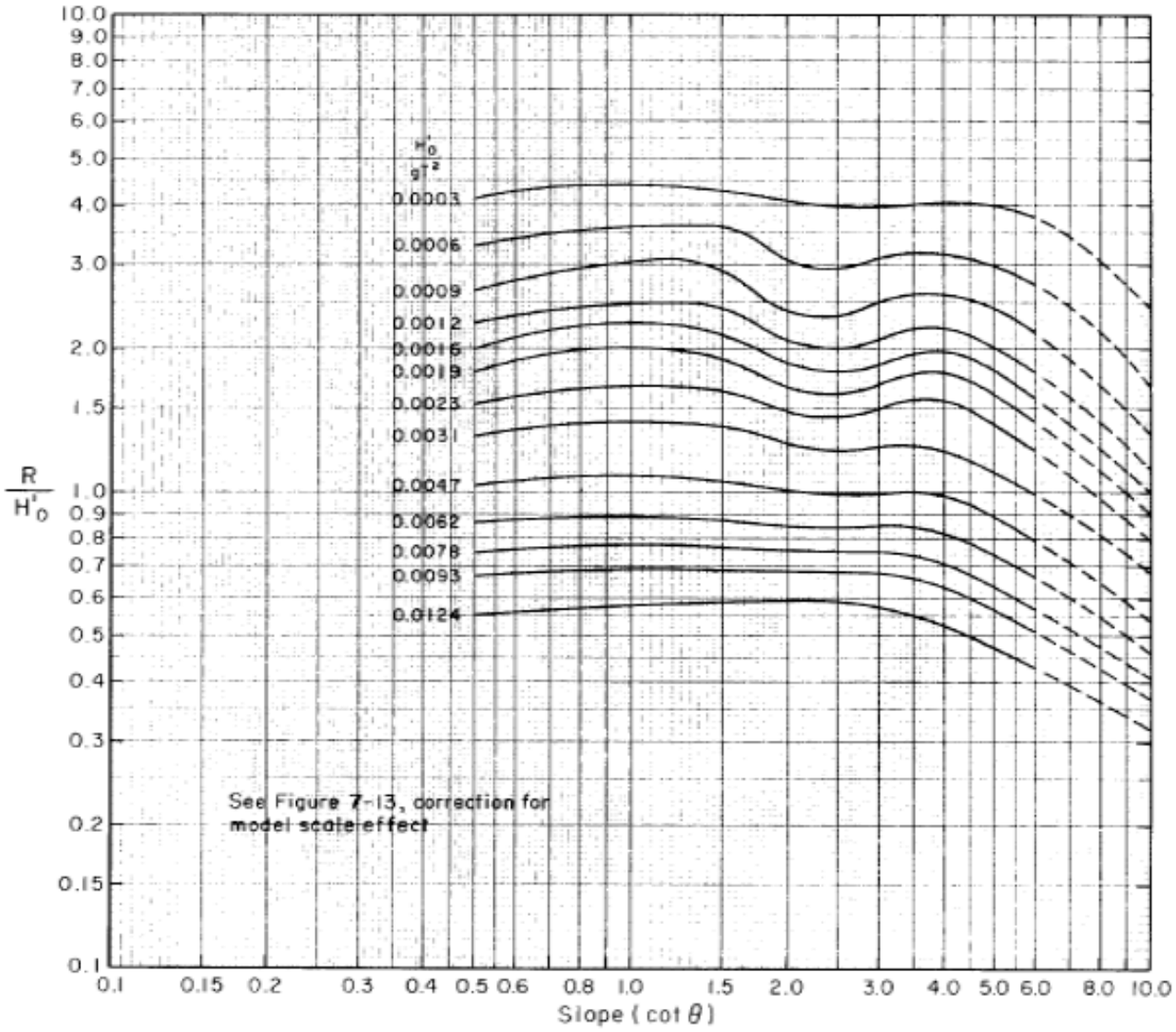


Figure 95 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10).

Abaque n°II

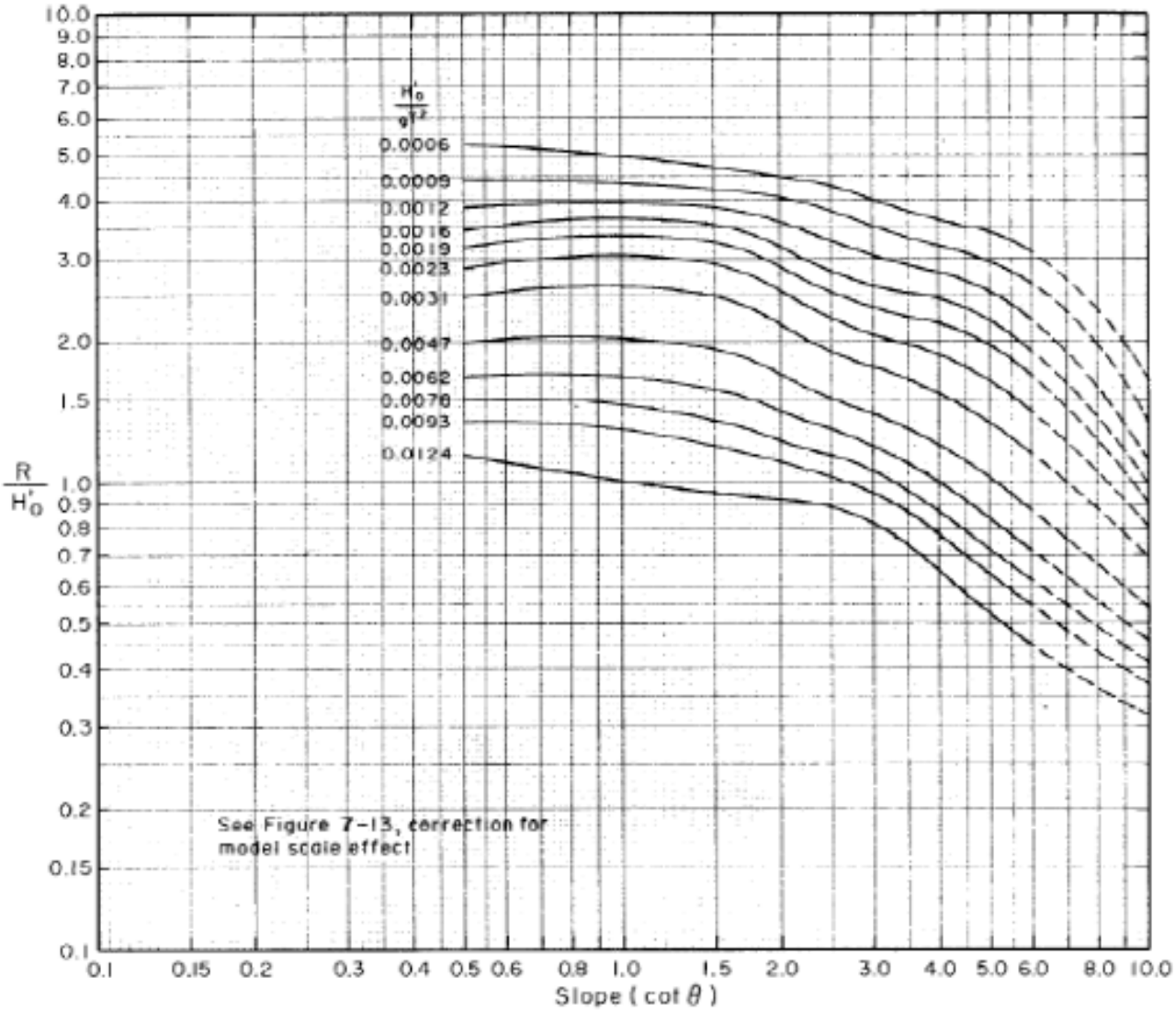


Figure 96 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0.45 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10).

Abaque n°III

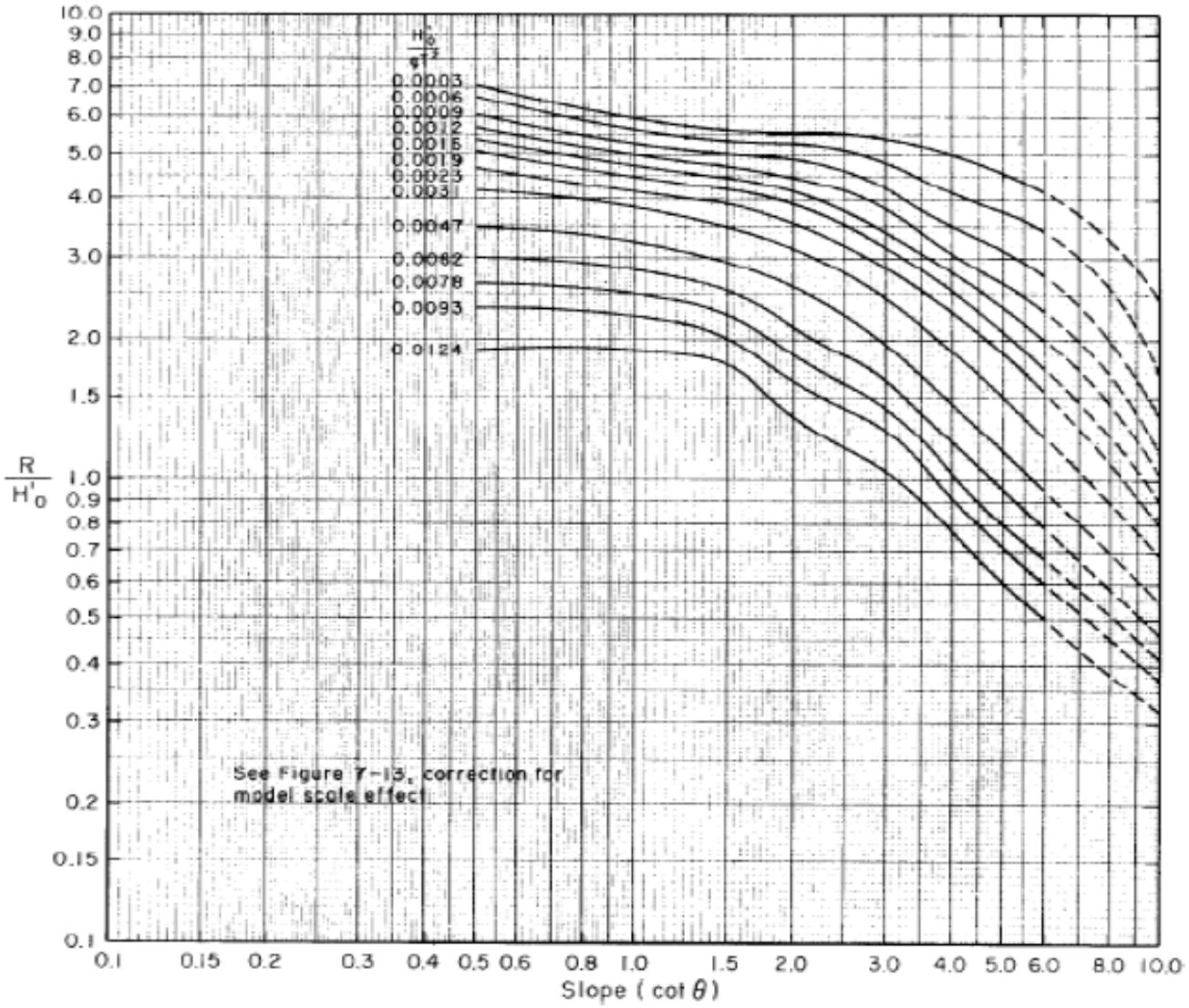


Figure 97 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 0.80 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10).

Abaque n°IV

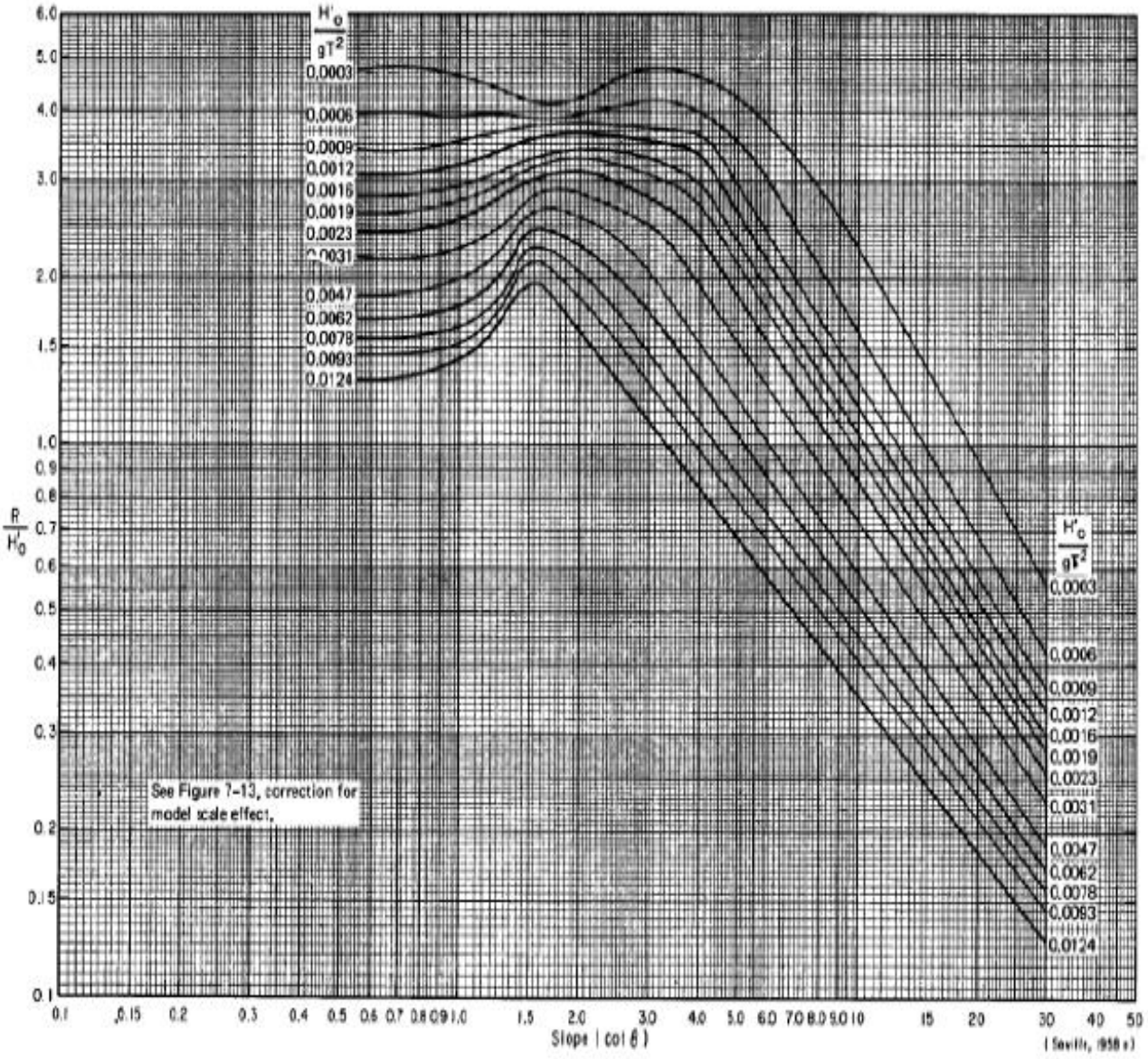


Figure 98 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 = 2.00 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10).

Abaque n°V

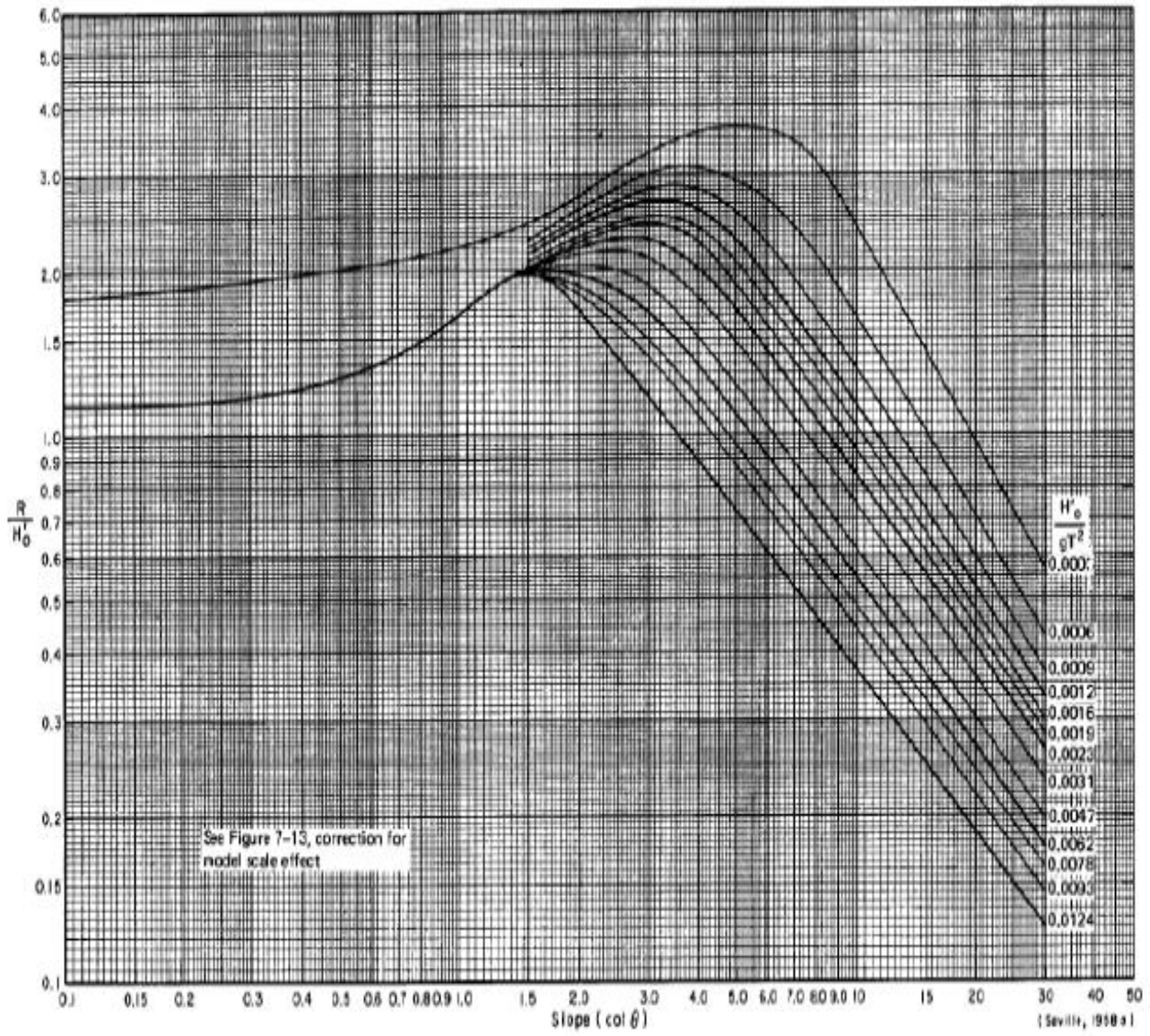


Figure 99 : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable, ds/H'0 > 3.00 (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10).

Annexe 8

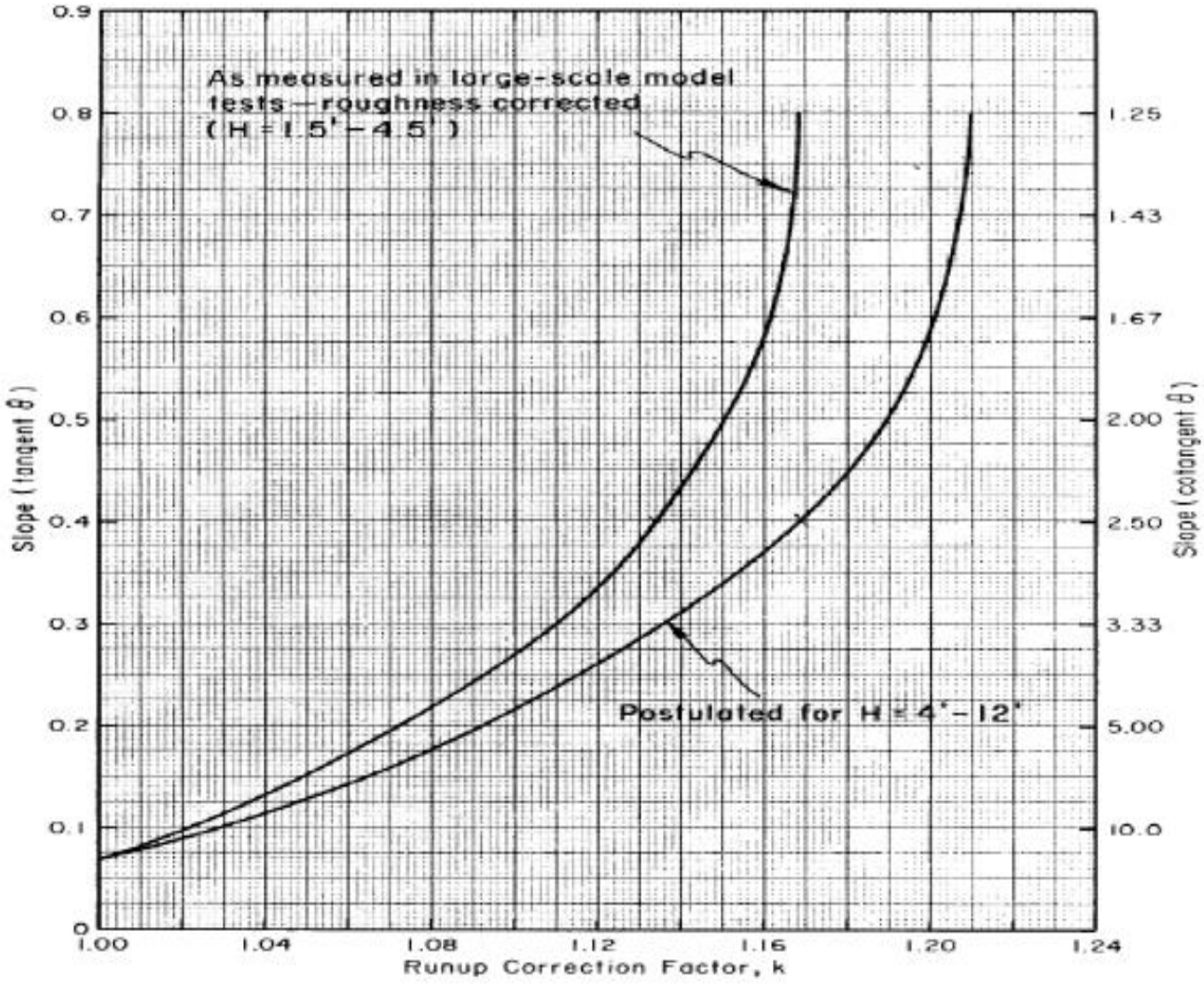


Figure 100 : Coefficient de correction k permettant de tenir compte de l'effet d'échelle pour le calcul de l'ascension des lames à partir des abaques de I à V.

Annexe 9

Plans des différents éléments de la structure

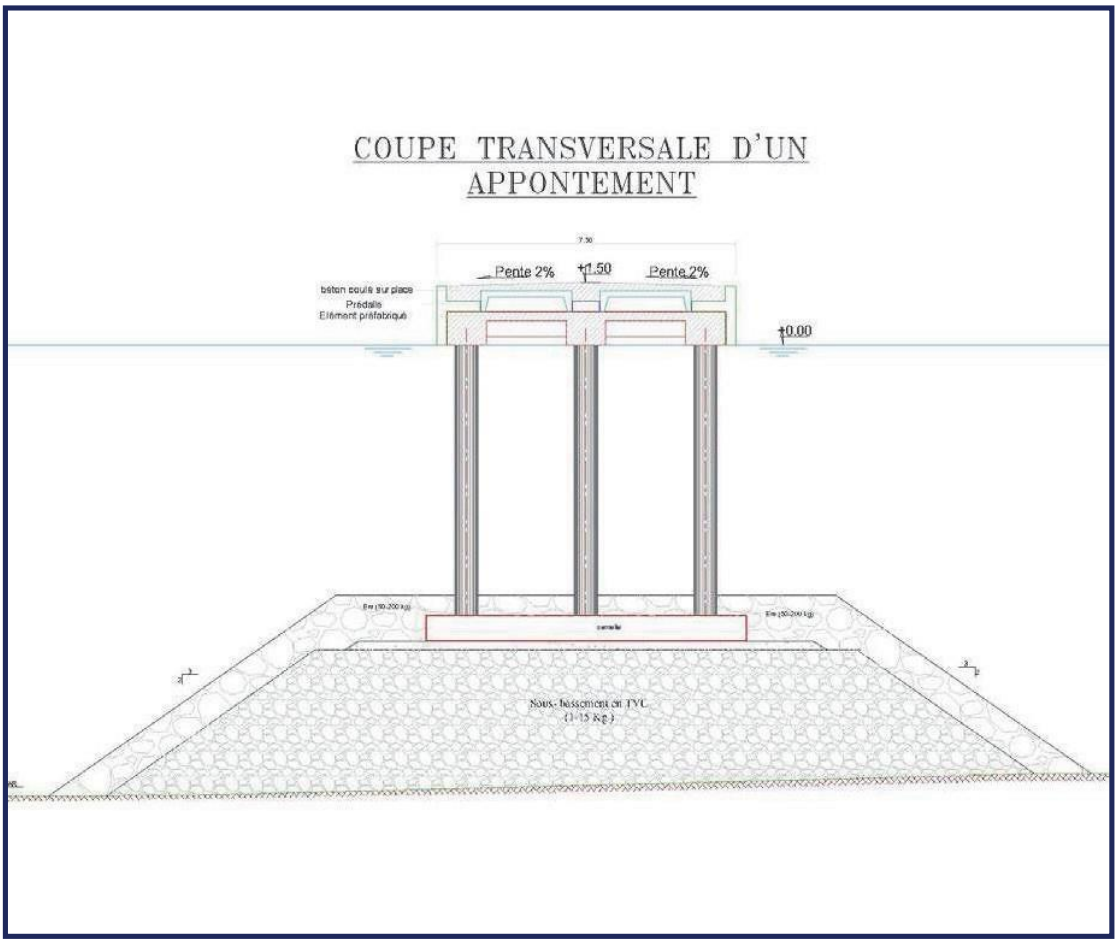


Figure 101 : Appontement sur pile

❖ **Appontement**

Les appontements pour petits métiers/plaisanciers et sardiniers/chalutiers seront de type :

- **Appontements sur piles** constitués d'éléments préfabriqués en béton armé :
  - pile-chevêtre et semelles,
  - culée,
  - poutres d'accostage et poutres centrales.
  - pré dalles,
  - dalles coulées sur place

- **Appontements sur caissons (fûts) circulaires préfabriqués**, en béton armé, supportant une superstructure constituée de poutres, de prédalles et de dalles préfabriquées ainsi que des dalles coulé en place.

❖ **Remblais pour terre-pleins**

Les remblais pour terre-pleins seront constitués de T.V.C de carrière (0 – 500kg) et protégés par des enrochements. Le terre-plein sera revêtu pour l'exploitation du port.

Annexe 10

Comme les conditions de chaque site sont différentes, l'ancrage des appontements est déterminé en fonction de l'emplacement, du type de rivage, des conditions de houles, des marées, des courants, des vents dominants et de la profondeur de l'eau.

1- Le guidage sur pieux :

Les pieux, qui ont pour but d'interdire tout mouvement horizontal (O,x,y) de l'appontement, sont à proscrire dans les sites soumis à de fortes houles.

Il peut s'agir de pieux cylindriques pour la plupart ou parfois de poutres carrées, les matériaux étant généralement l'acier et le bois.

Le nombre de pieux dépend de la situation du port, de la profondeur de l'eau et des caractéristiques géotechniques du sous-sol, de l'amplitude de la marée, de la forme du ponton et surtout des efforts à supporter.

En eau profonde et/ou dans des conditions difficiles, il se peut qu'on ait des problèmes pour donner aux pieux une stabilité suffisante, sans recourir à des pieux très gros et coûteux. La Fédération Française des Ports de Plaisance recommande pour ce type d'ancrage une limite de profondeur d'eau de 15 m environ.

Dans de telles conditions, il vaut mieux recourir à une forme d'ancrage par liens immergés (chaînes ou concepts élastiques) ancrés à des corps-morts.

Pour ce qui est du positionnement des pieux en bordure de rive des pontons, on rencontre parfois des ancrages établis en quinconce. Le problème intervient au niveau du battage des pieux qui pose des difficultés de mise en place (localisation, verticalité). En outre, un alignement de pieux entraîne moins de fatigue pour la structure du ponton.

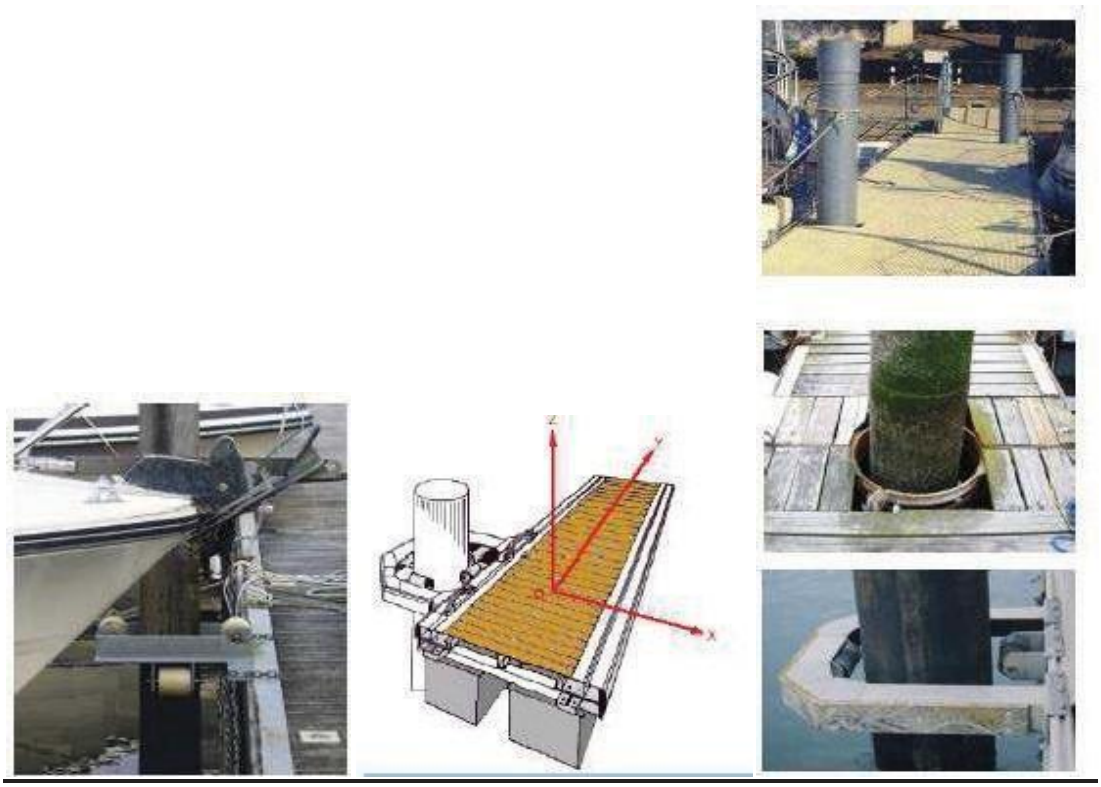


Figure 102 : Le guidage sur pieux

- Les anneaux de guidage ou colliers.

Les pieux peuvent traverser l'appontement dans le milieu du platelage, voire en limite intérieure de celui-ci, mais il est alors nécessaire d'augmenter la largeur de l'appontement pour conserver un passage aisé.

Le principe le plus communément utilisé est la fixation extérieure à l'appontement par anneaux coulissants, munis d'au moins 3 galets polyamide ou polyéthylène haute densité avec axes en inox. On observe généralement les situations suivantes :



Figure 1031 : Les anneaux de guidage ou colliers

- L'entretien des pieux :

La vérification porte sur la mesure de l'épaisseur d'acier des pieux par ultra-sons tous les 5 ans, et la comparaison à l'épaisseur initiale et théorique provenant du calcul du pieu. Le contrôle de l'épaisseur est à soigner dans la zone de marnage.

La durée de vie d'un pieu est estimée à 15 ans, mais dépend essentiellement des mesures prises pour le préserver de la corrosion. Elle doit être estimée lors de la conception par majoration de l'épaisseur strictement nécessaire donnée par les calculs de résistance.

D'un point de vue esthétique, on peut parfois regretter cet aspect "forêt" de pieux à marée basse, mais dans certains cas on ne peut en éviter l'usage.

En accordant les couleurs (blanc ou gris clair), ces pieux d'ancrage peuvent alors se fondre plus facilement au milieu des mâts des voiliers présents sur le bassin.



Figure 104 : L'entretien des pieux

2- Le guidage sur rail :

Ce système d'ancrage par rails est généralement aménagé le long d'un mur vertical de soutènement en acier ou en béton, même si celui-ci présente une légère inclinaison.

Il est constitué de poutrelles en acier galvanisé boulonnées au mur de quai. Les profilés généralement utilisés sont du type poutrelles HEA, HEB ou des pieux PH (poutrelles H spéciales dont les épaisseurs d'âmes et d'ailes sont égales).

Suivant le principe d'une glissière, la structure flottante suit un mouvement ascendant et descendant selon l'axe Oz par roulement sur les poutrelles de deux ou trois galets fixés sur le profil latéral du ponton, voire de simples ergots lorsque le marnage et l'agitation sont très faibles.

Le ponton pouvant bouger dans le plan perpendiculaire à cet axe Oz, les galets

de roulement peuvent s'appuyer sur les ailes, mais aussi sur l'âme de la poutrelle.

Côté esthétique, on regrettera parfois le débordement de certaines poutrelles au-dessus des quais.

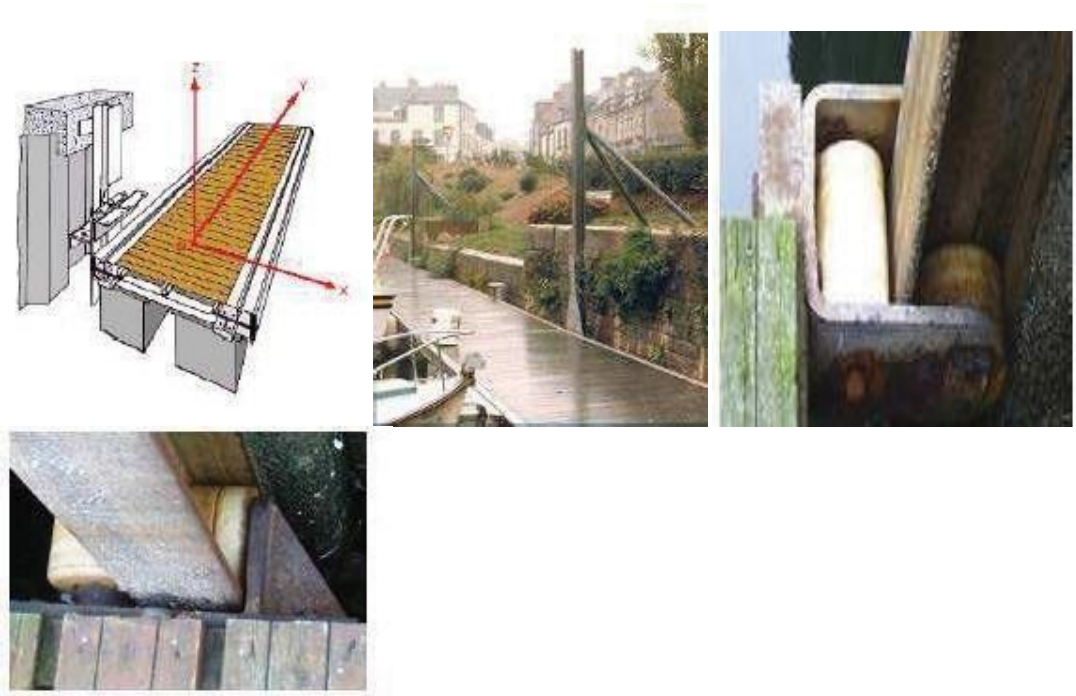


Figure 105 : Le guidage sur rail

Exemple de guidage sur poutrelle HEA 140

Il est nécessaire de prévoir un jeu entre les galets suffisamment conséquent pour éviter toutblocage de la structure.

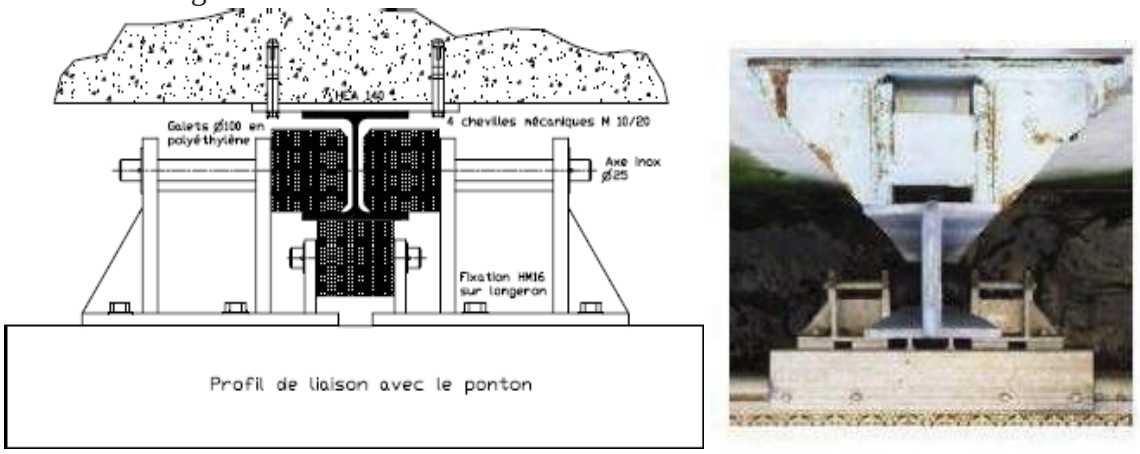


Figure 106 : guidages sur poutrelle HEA 140

3- L'ancrage par bracons :

Lorsque le marnage est faible, on peut parfois attacher les pontons à des structures fixes au moyen de bras radiaux ou bracons reliant le quai à la rive, solidifiés et retenus par un système d'élingues de câbles et de tendeurs.

Ce système est approprié pour des installations longeant un rivage en enrochement, un mur ou autre, s'il est nécessaire d'en éloigner les pontons. Il est couramment utilisé dans les rivières ou canaux, pour des haltes nautiques.

En outre, le fait qu'aucun élément d'ancrage n'encombre les fonds facilite d'autant plus les éventuels dragages.

L'inconvénient majeur de ce type d'ancrage est qu'il ne permet l'accostage des bateaux que d'un seul côté. Même lorsque le ponton est fort éloigné de la rive, les bracons en empêchent l'accès.

D'après les recommandations de la Fédération Française des Ports de Plaisance, les bracons doivent se limiter à une longueur de 6 à 8 m, et ce d'un point de vue esthétique.

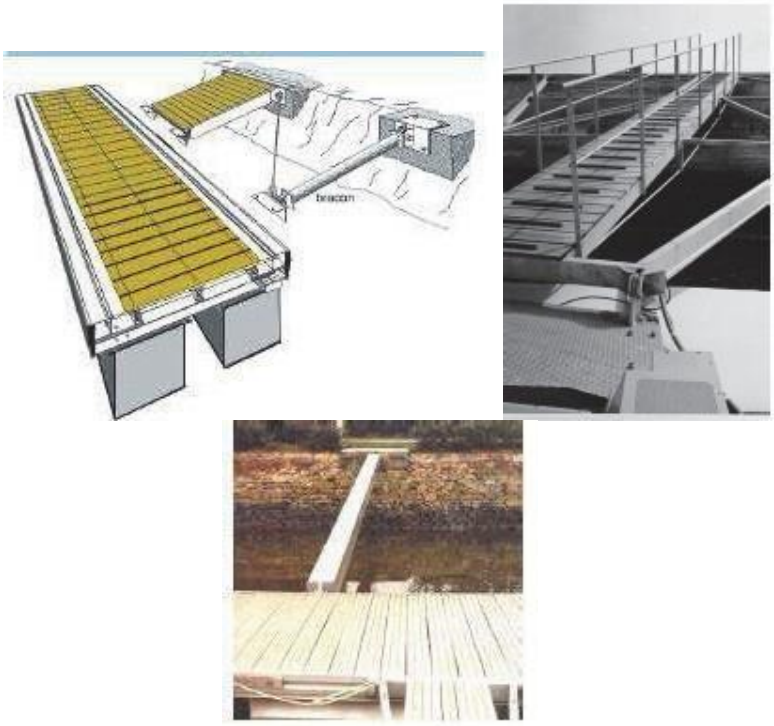


Figure 107 : L'ancrage par bracons

- L'ancrage par chaînes sur corps-morts :

Ce type d'ancrage par chaînes et corps-morts peut être utilisé pour des installations simples avec peu de variation de niveau du plan d'eau.

Très intéressant du point de vue investissement et coût d'installations, ce système a l'avantage de ne pas apparaître dans l'environnement visuel. De plus, il peut se déformer par glissement des corps-morts sur le fond et donc être repositionné après d'éventuels désordres.

En revanche, le réglage de la tension des chaînes sur des fonds chahutés est aléatoire, voire impossible. Dans ce cas, il est très difficile de connaître le rôle tenu par chaque système d'ancrage, certains ne travaillant pas ; on assiste alors soit à une rupture des pontons et/ou des barres d'attache des chaînes, mais souvent à un mouvement des corps-morts.

En l'absence de tempête, les corps-morts ne devraient pas se déplacer, sauf s'ils sont trop légers, non enfouis ou posés sur un fond glissant. Dans ces différent cas, le contrôle de leur position sera fait au moins une fois par an (après l'été) par un plongeur, le corps-mort pouvant être relevé tous les trois ans pour vérification plus complète.

Le dimensionnement et la justification des dispositifs d'ancrage seront réalisés pour différentes directions de vent en recherchant les ancrages les plus sollicités.

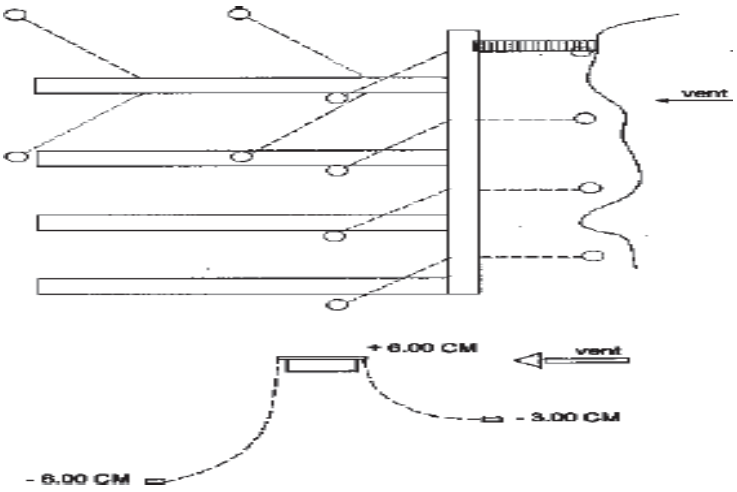


Figure 108 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts

Concernant les chaînes, leur remplacement se fera suivant l'état tous les 5 ans si la chaînen'a pas été entretenue, ou tous les 10 ans dans le cas de regalvanisation ou d'entretien régulier, le remplacement devant s'effectuer lorsque la maille la plus faible ne fait plus que 60 à 75 % de sa section d'origine.

De manière similaire à l'ancrage côté quai à l'exception des ressorts de mouillage, les chaînes sont généralement croisées sous le ponton avant d'être fixées au bord opposé, ceci afin d'éviter tout contact avec la coque des bateaux.

Mais pour information, au début des années 90, dans le vieux port de Penfoul à Bénodet (29), un appontement a été détruit à plusieurs reprises suite à des rafales de vents provoquées par un phénomène de Venturi sous le pont de Cornouailles et entraînant un clapot d'environ 1m. Sous la poussée supplémentaire des bateaux amarrés et malgré la présence des catways, le ponton large de 2,35 m et ancré sur corps-morts et chaînes croisées (cf. schéma ci-dessous) s'est soulevé, puis totalement retourné.

Pour résoudre ce problème, il a été décidé d'une part, de recentrer les fixations des chaînes d'ancrages dans l'axe des pontons passés à 3 m de large, et de décomposer les 130 m d'appontements en deux parties reliées entre elles par une passerelle pour donner plus de flexibilité à la structure, d'autre part. Depuis ce nouvel aménagement, aucun incident n'a été recensé.

L'ancrage sur corps-morts doit être étudié finement car il conditionne, pour une large part, la durée de vie des installations. Sur un site agité, on aura tout intérêt à multiplier le nombre des points d'ancrage.

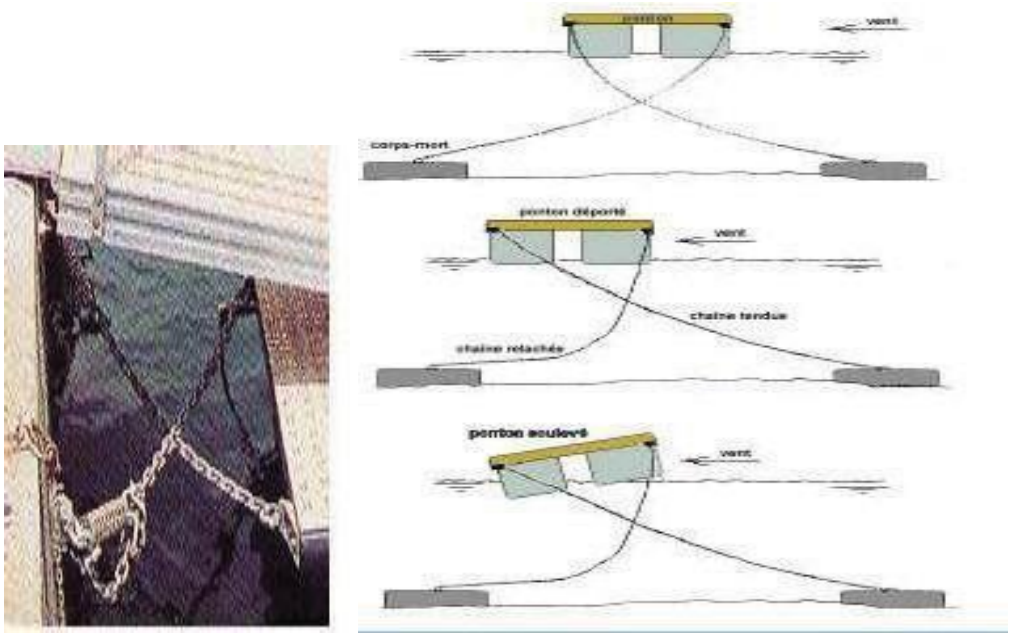


Figure 109 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts

- L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts :

Depuis 1981, un nouveau système d'amarrage par élastomère et cordage nylon permet également d'amarrer des équipements flottants tels que les pontons. La composante essentielle du système Seaflex (produit suédois) est un élastomère (1 à 5 brins) fixé à des pièces d'acier inoxydables.

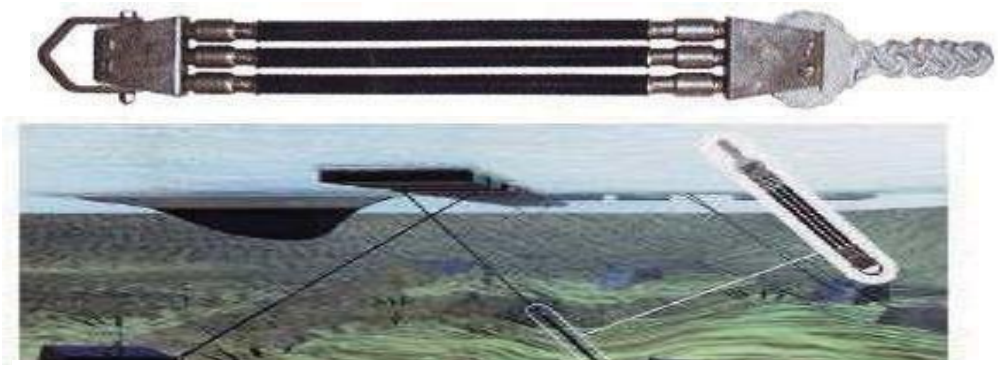


Figure 110 : L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts

A une extrémité se trouve une pièce plastique sur laquelle est fixé le cordage (Ø 20 à 28mm), l'autre étant fixée sur un corps-mort ou sur une chaîne-mère par une manille.

D'après le constructeur, la distance horizontale du lien d'amarrage (cordage et élastomère) est approximativement égale à 2 fois la profondeur d'eau moyenne.

Seaflex permet de garder le système d'ancrage du ponton toujours en tension et quel que soit le niveau de marée, l'élastomère présentant des caractéristiques d'allongement de plus de 100 % de sa longueur d'origine.

Résumé :

Le projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation, et notre acclimatation progressive à notre futur métier.

Nous avons choisi de faire notre projet de fin d'étude pour la Direction des Travaux Publics (DTP) de la wilaya de Boumerdes, pour y consolider notre formation en travaux maritimes. Le sujet qui nous a été proposé est la conception et l'étude d'une proposition d'extension du port mixte de la ville de Dellys, Boumerdes.

Il s'agit tout d'abord d'une collecte d'informations et de données sur le projet, ces données sont principalement :

- L'infrastructure actuelle (une description détaillée du port mixte de Dellys, situation géographique, nombre d'embarcation…).
- Climatologiques (climat et température, vent).
- Océanographiques du site (Houle, marée, vent, courant).
- Le besoins établis par la direction des travaux publics de Boumerdes.

Une analyse bien détaillée a été réalisée sur ces données afin de tracer deux variantes de l'extension de ce port, et grâce à une analyse multicritère, nous avons déterminé laquelle d'entre eux est la plus optimale et la plus adaptée à ce projet.

Après le choix de la variante à retenir nous avons procédé à des calculs précis (méthode de HUDSON, TERZAGHI, MONONOBE OKABE, béton armé) et des modélisations grâce à des logiciels sophistiqués (SAP2000, SWAN, ROBOT, AUTOCAD) afin de dimensionner ses différents ouvrages de protection et d'accostage.

Mots-clés : Port, quai, houle, digue, côte, appontement.