République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État/Master

Filière : Travaux publics

Spécialité : Matériaux et structures

Thème

Etude d'une jetée GNL au niveau du nouveau port de Skikda.

Présenté par :

- **MERZOUK Massinissa**
- **YAHIAOUI Fouad**

Encadré par :

- **RAHMANI Douadi**

Co-encadré par :

- **AMERAOUI Saliha**

Promotion 2019/2020

Remerciements

Nous tenons à remercier en premier lieu notre encadreur, Mr Douadi Rahmani pour son aide plus que précieuse, ses conseils pertinents et tous le temps qu'il a consacré à travailler avec nous lors de l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Nous remercions aussi, Mme Ameraoui Saliha pour son aide, son soutien et pour avoir été à notre écoute.

Nous remercions aussi, Mr Lakhdari Boudjemaa, pour nous avoir conseillé et aidé dans notre travail.

Et finalement, nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics pour tous les efforts qu'ils nous ont fournis tous le long de notre cursus.

Dédicaces

A mes très chers parents Yakout et Slimane, qui grâce à leurs encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes deux chers sœurs Feriel et Yasmine, à mes grands-parents Taous et Smail, à mes tantes et oncles Djamila, Kahina, Rosa, Fatma, Saïd et Tarik.

A mes très chers amis, en particulier, Amine Abbas partenaire de cursus et ingénieur d'état en génie civil, à Nabil, Mazigh et Djamila.

MASSI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A ma très chère Mère et mon très cher Père qui m'ont toujours encouragé pour que je réussisse dans mes études, à eux que j'aime et que je respecte infiniment.

A mes chère frères Nourdine, Yacine, Adel et Oussama

A toute la famille Yahiaoui.

FOUAD

ملخص

في اطار سعينا للحصول على شهادة مهندس دولة في الأشغال العمومية، اخترنا موضوعًا في الأعمال الهندسية البحرية لتنفيذ مشروع تخرجنا.

يتكون عملنا من دراسة رصيف الغاز الطبيعي المميع الجديد في ميناء سكيكدة النفطي ، كجزء من مشروع توسعة الأخير. للقيام بذلك ، بدأنا بجمع المعلومات العامة والأساسية عن البيئة البحرية والهياكل والمنشآت البحرية ، ثم جمع البيانات المتعلقة بمنطقة الدراسة (الأرصاد الجوية والبحرية، والجيوتقنية) لأخذها في الاعتبار أثناء دراسة المشروع. بعد ذلك ، بناءً على البيانات التي تم جمعها والصيغ والأساليب والتوصيات المختلفة المعترف بها في هذا المجال، قمنا بتحديد أبعاد حاجز الامواج الذي يعلوه جدار تاجي بمثابة حماية وقاعدة للمعدات وكطريق للمركبات. بعد مرحلة تحديد الأبعاد، اقترحنا إنشاء منشآت إشارات بحرية لمراعاة سلامة السفن القادمة والمغادرة من الرصيف. في آخر المطاف، قمنا بدراسة الأثر البيئي لمراعاة تأثير إنشاء هذا الرصيف الجديد على بيئته واقتراح الحلول والتوصيات لتخفيفها .

في الوقت نفسه ، من أجل الحصول على شهادة الماستر ، خصصنا فصلًا لدراسة تأثير درجة الانحدار على ثبات الحواجز المائلة. حيث تحدثنا عن مبدأ ثبات هذا النوع من الهياكل بالإضافة إلى العوامل المؤثرة المختلفة ، ثم أجرينا دراسة نظرية صغيرة بناءً على الصيغ المستعملة في إيجاد الابعاد من أجل ملاحظة تأثير درجة الانحدار على ثبات هذا النوع من المنشآت.

الكلمات الأساسية: منشآت بحرية، رصيف، حاجز، ثبات، انحدار

Résumé

Dans le cadre de l'obtention de notre diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics, nous avons choisi un thème relevant de l'ingénierie des travaux maritimes pour réaliser notre projet de fin d'études.

Notre travail consiste en l'étude de la nouvelle jetée GNL du port pétrolier de Skikda inscrite dans le cadre du projet de l'extension de ce dernier. Pour ce faire, nous avons commencé par la collecte des informations générales et de base sur les milieux marins et les structures maritimes, suivi par la collecte des données relatives à la zone d'étude (météorologique, océanographiques et géotechniques) à prendre en compte lors de l'étude du projet. Puis, sur la base des données collectées et des différentes formules reconnues, méthodes et recommandations, nous avons fait le dimensionnement de la digue de protection surmonté d'un mur de couronnement servant de protection contre la houle, d'assise aux équipements de chargement du GNL et de voie de roulement pour les véhicules. Apres l'étape de dimensionnement, nous avons proposé des feux de signalisation maritime pour tenir compte de la sécurité des navires arrivant ou sortant de leur poste d'amarrage. Enfin, notre travail a été conclu par une étude d'impact sur l'environnement afin de tenir compte de l'effet de l'impact de la construction de cette nouvelle jetée sur son environnement et de proposer des solutions et des recommandations pour l'atténuer.

En parallèle, pour l'obtention du diplôme de master, nous avons consacré un chapitre à l'étude de l'influence de la pente sur la stabilité des digues à talus. Dans lequel nous avons exposé le principe de stabilité de ce type d'ouvrage ainsi que les différents paramètres influents, puis nous avons réalisé une petite étude théorique en se basant sur les différentes formules de pré dimensionnement afin d'observer l'influence de la variation de la pente sur la stabilité des digues à talus.

Mots clés : structure maritime, jetée, quai, stabilité, pente.

Abstract

As part of obtaining our engineering state engineering degree in public works, we chose a in maritime works engineering theme to carry out our graduation project.

Our work consists of the study of the new LNG jetty at the Skikda oil port, part of the extension project of the latter. To do this, we started by collecting general and basic information on marine environments and maritime structures, followed by collecting data relating to the study area (meteorological, oceanographic and geotechnical) to be taken into account during of the study of the project. Then, on the basis of the data collected and the various recognized formulas, methods and recommendations, we made the dimensioning of the protective dike surmounted by a crown wall serving as protection, base for equipment and as a roadway for the vehicles. After the sizing stage, we proposed maritime signaling establishments to take into account the safety of ships arriving or leaving their berths. Finally, our work was concluded with an environmental impact study in order to take into account the effect of the construction of this new jetty on its environment and to propose solutions and recommendations to mitigate it.

At the same time, in order to obtain the master's degree, we devoted a chapter to the study of the influence of the slope on the stability of embankment dikes. In which we exposed the principle of stability of this type of structure as well as the various influencing parameters, then we carried out a small theoretical study based on the various pre-dimensioning formulas in order to observe the influence of the variation of the slope on the stability of the embankment dikes.

Key words: maritime structures, jetty, dike, stability, slope.

Liste des Figures

CHAPITRE MASTER : Etude paramétrique de la stabilité des digues à talus 3

Figure M.1. Coupe type schématique d'une digue à talus. 3
Figure M.2. Paramètres définis par la géométrie de la digue sans couronnement 4
Figure M.3. Paramètres définis par la géométrie de la digue avec couronnement. 4
Figure M.4. Schémas d'une digue à talus reprofilable. 5
Figure M.5. Variation du poids en fonction de la pente. 11

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin 14
Figure I.1. Caractéristiques de la houle 14
Figure I.2. Caractéristiques de la marée 15
Figure I.3. Types de courants 16

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires 18

Figure II.1. Port de Stora-Skikda 18
Figure II.2. Type d'aménagement au large 20
Figure II.3. Port de Stora-Skikda 20
Figure II.4. Schéma d'un port intérieur 20
Figure II.5. Digue à talus avec couronnement 21
Figure II.6. Digue verticale 21
Figure II.7. Digue mixte 22

CHAPITRE III : Présentation du projet, collecte et analyse des données 24

Figure III.1. Plan du nouveau port. 24
Figure III.2. Différentes portions de l'ouvrage. 25
Figure III.3. Rose des vents. 27
Figure III.4. Positions des points de sortie. 28
Figure III.5. Carte de zonage sismique du territoire algérien 31
Figure III.6. Positions des sondages 31
Figure III.7. Profil type du sol du sondage EH01 au sondage EH03 32
Figure III.8. Profil type du sol du sondage EH06 au sondage EH10 32

Liste des Figures

CHAPITRE IV : Dimensionnement de l'ouvrage de protection..... 35
Figure IV.1 : Masse de l'enrochement de la sous couche selon le Rock Manual..... 42
Figure IV.2 : Masse de l'enrochement de la sous couche selon le Rock Manual 44
Figure IV.3. Recommandations pour la conception du musoir..... 47
Figure IV.4. Dimensions et niveau du mur de couronnement partie 01. 54
Figure IV.5. Dimensions et niveau du mur de couronnement partie 02 54
Figure IV.6. Croquis de la grue mobile 75t 55
Figure IV.7. Distribution des pressions selon Martin 56
Figure IV.8. Model du mur 61
Figure IV.9. Exemple d'application de la charge de la houle sur le mur..... 62
Figure IV.10. Exemple de diagramme du moment à l'ELS - portion 05. 62

CHAPITRE V : Signalisation maritime..... 66
Figure V.1. Découpage du monde en deux régions A et B par l'AISM 66
Figure V.2. Exemple de marques latérales..... 67
Figure V.3. Marques latérales en zone A 67
Figure V.4. Marques latérales en zone B 68
Figure V.5. Exemple de marque cardinale..... 68
Figure V.6. Exemple de marque isolée 68
Figure V.7. Exemple de marque d'eaux saines..... 69
Figure V.8. Exemple de marque spéciale..... 69
Figure V.9. Exemple de phare maritime 70

CHAPITRE VI : Etude d'impact sur l'environnement..... 72
Figure VI.1. Photo satellite de la zone de projet 73

ANNEXE..... 83
Figure A.1. Ferraillage des portions 01 et 02 85
Figure A.2. Ferraillage des portions 03 et 04 85
Figure A.3. Ferraillage de la portion 05 86
Figure A.4. Ferraillage du profil musoir 86

Liste des Tableaux

CHAPITRE MASTER : Etude paramétrique de la stabilité des digues à talus ... 3

Tableau M.1. Données principales du projet ... 8
Tableau M.2. Paramètres et résultats d'Irribaren ... 9
Tableau M.3. Paramètres et résultats d'Hudson ... 9
Tableau M.4. Paramètres et résultats de Van Der Meer ... 10
Tableau M.5. Variation maximale du poids des blocs ... 10

CHAPITRE III : Présentation du projet, collecte et analyse des données ... 24

Tableau III.1. Capacités des postes à quais ... 24
Tableau III.2. Températures caractéristiques de la ville de Skikda ... 26
Tableau III.3. Niveau d'eau ... 28
Tableau III.4. Caractéristiques des points de sortie ... 29
Tableau III.5. Caractéristiques de la houle au large ... 29
Tableau III.6. Caractéristiques de la houle en chaque point de sortie (période de retour 250ans) ... 30
Tableau III.7. Coefficients d'accélération de zones ... 31
Tableau III.8. Caractéristiques des couches de sol ... 33

CHAPITRE IV : Dimensionnement de l'ouvrage de protection ... 35

Tableau IV.1. Paramètres de Van Der Mer ... 37
Tableau IV.2. Relations entre les différentes périodes de la houle ... 38
Tableau IV.3. Dimensions de la carapace ... 38
Tableau IV.4. Dimensions de la sous couche ... 39
Tableau IV.5. Paramètres de Van Der Mer pour la portion 02 ... 40
Tableau IV.6. Dimensions de la carapace pour la portion 02 ... 40
Tableau IV.7. Paramètres d'Hudson pour les portions 03 et 04 ... 41
Tableau IV.8. Coefficient K_D pour les accropodes ... 41
Tableau IV.9. Dimensions de la carapace pour les portions 03 et 04 ... 41
Tableau IV.10. Nombre de blocs par unité de surface ... 42
Tableau IV.11. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche ... 42
Tableau IV.12. Paramètres d'Hudson pour les portions 03 et 04 ... 43
Tableau IV.13. Dimensions de la carapace pour les portions 03 et 04 ... 43
Tableau IV.14. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche ... 44
Tableau IV.15. Paramètres d'Hudson pour les portions 05 ... 45
Tableau IV.16. Dimensions de la carapace pour la portions 05 ... 46
Tableau IV.17. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche ... 46
Tableau IV.18. Paramètres d'Hudson ... 48
Tableau IV.19. Dimensions de la carapace pour les portions 03 et 04 ... 48
Tableau IV.20. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche ... 49

Liste des Tableaux

Tableau IV.21. Paramètres de Van Der Meer en eau peu profonde..... 50
Tableau IV.22. Dimensions des blocs de la carapace arrière..... 50
Tableau IV.23. Paramètres de Van Der Meer en eau profonde 50
Tableau IV.24. Dimensions des blocs de la carapace arrière..... 51
Tableau IV.25. Poids du noyau 51
Tableau IV.26. Paramètres de vérification des lois de Terzaghi..... 51
Tableau IV.27. Vérification des lois de Terzaghi 52
Tableau IV.28. Valeur de la revanche de crête pour chaque portion 53
Tableau IV.29. Charges appliquée par le pipe rack. 55
Tableau IV.30. Paramètres et résultats de calcul avec la méthode de Martin..... 58
Tableau IV.31. Valeurs des poids et des moments 60
Tableau IV.32. Vérification de la stabilité en pic d'impact 60
Tableau IV.33. Vérification de la stabilité en pic d'effondrement..... 60
Tableau IV.34. Moment et section d'acier correspondant à chaque portion..... 63
Tableau IV.35. Ferraillage de la dalle 63

CHAPITRE VI : Etude d'impact sur l'environnement..... 72

Tableau VI.1. Recommandations en phase de réalisation..... 77
Tableau VI.2. Recommandations en phase d'exploitation..... 78

Liste des abréviations et des annotations

TM : Température maximale absolue

MM : Température moyenne maximale

Mm : Température moyenne minimale

Tm : Température minimale absolue

NGA : Niveau d'eau général en Algérie

NMAX : Niveau d'eau maximal

H_s : Hauteur significative de la houle

ρ_s : Masse volumique d'un bloc

ρ_w : Masse volumique de l'eau

M_{50} : Masse moyenne d'un bloc

D_{n50} : Diamètre nominal d'un bloc

Δ : Densité relative déjaugée

P : Perméabilité nominale

N : Nombre de vagues

S_d : Niveau de dommage

α : Angle du talus

ξ : Paramètre de déferlement

T_m : Période moyenne de la houle

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson

t_d : épaisseur de couche

k_t : coefficient d'épaisseur de couche

q : Franchissement de la houle

Rc : Revanche de crête

Liste des abréviations et des annotations

γ_f : Facteur d'influence de la rugosité des blocs de la carapace

γ_β : Facteur d'influence de la houle oblique

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours

fe : Limite d'élasticité de l'acier

BAEL : Béton armé aux états limites

HA : Haute adhérence

ELS : Etat limite de service

ELU : Etat limite ultime

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE MASTER : Etude paramétrique de la stabilité des digues à talus : Influence de la pente 3

M.1. INTRODUCTION 3

M.2. STABILITE DES DIGUES A TALUS 3

M.2.1. Généralités 3

M.2.2. Concept de stabilité des digues à talus 3

M.2.3. Paramètres influents sur la stabilité des digues à talus 3

M.3. INFLUENCE DE LA PENTE SUR LA STABILITE DES DIGUES A TALUS 6

M.3.1. Formules de pré dimensionnement : 6

M.3.1.1. Formule d'Irribaren : 6

M.3.1.2. Formule d'Hudson : 7

M.3.1.3. Formule de Van Der Meer : 7

M.3.2. Application des formules théorique sur un cas réel 8

M.3.2.1. Données principales : 8

M.3.2.2. Dimensionnement des blocs de la carapace 9

M.3.2.3. Exploitation des résultats 10

M.4. CONCLUSION GENERALE 12

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin 14

I.1. INTRODUCTION 14

I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER 14

I.2.1. Mouvements oscillatoires 14

I.2.1.1. La houle 14

I.2.1.1.1. Caractéristiques de la houle 14

I.2.1.1.2. Déformations de la houle : 15

I.2.1.2. La marée 15

I.2.1.3. Les seiches 15

I.2.2. Les courants 16

I.2.2.1. Courants de surface 16

I.2.2.2. Courants de profondeur 16

I.3. CONCLUSION 16

SOMMAIRE

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires 18

II.1. INTRODUCTION 18
II.2. DEFINITION D'UN PORT 18
II.3. FONCTIONS D'UN PORT 18
II.4. TYPES DE PORTS 19
II.4.1. Classification par fonctions principales : 19
II.4.1.1. Ports militaires 19
II.4.1.2. Ports de commerce 19
II.4.1.3. Ports de pêche 19
II.4.1.4. Ports de plaisance 19
II.4.2. Classification par implantation 20
II.4.2.1. Ports au large 20
II.4.2.2. Ports à la côte 20
II.4.2.3. Ports intérieurs 20
II.5. PRICIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME 21
II.5.1. Ouvrages extérieurs 21
II.5.1.1. Digues et jetées 21
II.5.2. Ouvrages intérieurs 22
II.5.2.1. Plans d'eaux 22
II.5.2.2. Ouvrages d'accostage 22
II.6. CONCLUSION 22

CHAPITRE III : Présentation du projet, collecte et analyse des données 24

III.1. PRESENTATION DU NOUVEAU PORT DE SKIKDA 24
III.2. PRESENTATION DU PROJET 25
III.3. COLLECTE ET ANALYSE DES DONNEES 26
III.3.1. Données météorologiques 26
III.3.1.1. Climat 26
III.3.1.2. Le vent : 26
III.3.2. Données océanographiques 27
III.3.2.1. Le niveau d'eau 27
III.3.2.2. Données et étude de la houle 28
III.3.3. Données sismiques 30
III.3.4. Données géotechniques 31

SOMMAIRE

III.4. CONCLUSION 33
CHAPITRE IV : Dimensionnement de la digue de protection 35
IV.1. INTRODUCTION 35
IV.2. FORMULES DE PRE DIMENSIONNEMENT 35
IV.2.1. Formule de Van Der Meer 35
IV.2.2. Formule de Hudson 36
IV.2.3. Choix du type de l'enrochement 37
IV.3. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE 37
IV.3.1. Portion 01 37
IV.3.1.1. Poids des blocs de la carapace 37
IV.3.1.2. Epaisseur de la carapace 38
IV.3.1.3. Dimensionnement de la sous couche 38
IV.3.1.4. Dimensionnement de la butée de pied : 39
IV.3.2. Portion 02 40
IV.3.2.1. Poids des blocs de la carapace 40
IV.3.2.2. Epaisseur de la carapace 40
IV.3.2.3. Epaisseur de la carapace 41
IV.3.2.4. Nombre de blocs par unité de surface 42
IV.3.2.5. Dimensionnement de la sous couche 42
IV.3.2.6. Dimensionnement de la butée de pied 43
IV.3.3. Portions 03 et 04 et coude 43
IV.3.3.1. Poids des blocs de la carapace 43
IV.3.3.2. Epaisseur de la carapace 44
IV.3.3.3. Nombre de blocs par unité de surface 44
IV.3.3.4. Dimensionnement de la sous couche 44
IV.3.3.5. Dimensionnement de la butée de pied : 45
IV.3.4. Portions 05 45
IV.3.4.1. Poids des blocs de la carapace 45
IV.3.4.2. Epaisseur de la carapace 46
IV.3.4.3. Nombre de blocs par unité de surface 46
IV.3.4.4. Dimensionnement de la sous couche 46
IV.3.4.5. Dimensionnement de la butée de pied 47
IV.3.5. Le Musoir 47
IV.3.5.1. Poids des blocs de la carapace 48
IV.3.5.2. Epaisseur de la carapace 48

SOMMAIRE

IV.3.5.3. Nombre de blocs par unité de surface 48
IV.3.5.4. Dimensionnement de la sous couche 49
IV.3.5.5. Dimensionnement de la butée de pied : 49
IV.3.6. Dimensionnement du talus arrière : 50
IV.3.6.1. Zone en eaux peu profondes 50
IV.3.6.2. Zone en eaux profondes 50
IV.3.7. Poids du noyau et vérification des lois de Terzaghi 51
IV.3.7.1. Poids du noyau 51
IV.3.7.2. Vérification des lois de Terzaghi 51
IV.4. Dimensionnement du mur de couronnement 52
IV.4.1. La revanche de crête Rc 52
IV.4.2. Dimensions du mur de couronnement 53
IV.4.3. Actions et sollicitations 54
IV.4.3.1. Charges permanentes 54
IV.4.3.1.1. Poids propre du mur 54
IV.4.3.1.2. Charge des pipelines et de leur support (Pipe Rack) 55
IV.4.3.2. Charges d'exploitation 55
IV.4.3.2.1. Charge des véhicules 55
IV.4.3.2.2. Efforts de la houle 55
IV.4.4. Vérification de la stabilité du mur 59
IV.4.5. Modélisation et ferraillage du mur 61
IV.4.5.1. Détails de la modélisation du mur de couronnement 61
IV.4.5.2. Résultats 63
IV.4.6. Calcul des joints de dilatation 64
IV.5. CONCLUSION 64

CHAPITRE V : Signalisation maritime 66

V.1. INTRODUCTION 66
V.2. GENERALITE SUR LA SIGNALISATION MARITIME 66
V.2.1. Le balisage 66
V.2.2. Système de balisage maritime de l'AISM 66
V.2.2.1. Champ d'application 67
V.2.2.2. Les types des marques 67
V.2.3. Les phares et les feux maritimes 69
V.3. SIGNALISATION MARITIME POUR LE NOUVEAU PROJET 70
V.3.1. Signalisation maritime au niveau du nouveau port de Skikda 70

SOMMAIRE

V.3.2. Proposition de nouveaux établissements de signalisation pour la nouvelle jetée 70
V.4. CONCLUSION 70

CHAPITRE VI : Etude d'impact sur l'environnement 72

VI.1. INTRODUCTION 72
VI.2. DEFINITION DE L'ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT 72
VI.3. NECESSITE D'UNE ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT 72
VI.4. STRUCTURE ET CONTENU DE L'ETUDE D'IMAPCT SUR L'ENVIRONNEMENT .. 72
VI.5. CARACTERESTIQUES DE LA REGION CONCERNEE 73
VI.6. POLLUTIONS ET NUISANCES ACTUELLES 73
VI.6.1. Pollution de l'air 73
VI.6.2. Pollution et menaces de dégradation des sols et des eaux souterraines 73
VI.6.3. Pollution et menaces de dégradation de l'eau de mer 74
VI.6.4. Bruits et vibration 74
VI.7. DESCRIPTION DES EFFETS NEGATIFS A ATTENDRE DU PROJET 74
VI.7.1. Effet sur la qualité de l'air et du climat 74
VI.7.2. Bruits et vibrations 74
VI.7.3. Effets sur la qualité des sols et des eaux sous terraines 75
VI.7.4. Effets sur les sédiments 75
VI.7.5. Effets sur la qualité de l'eau de mer 75
VI.8. Estimation de l'ensemble des pollutions et nuisances futures et de leurs conséquences. 75
VI.8.1. Pollution de l'air 76
VI.8.2. Pollution des eaux souterraines 76
VI.8.3. Pollution de l'eau de mer 76
VI.8.4. Pollution des sols 76
VI.8.5. Nuisances liés aux bruits et vibrations 76
VI.9. Recommandations relatives à des solutions bénéfiques à l'environnement 76
VI.10. EVALUATION GLOBALE ET RECOMANDATIONS 79
VI.11. CONCLUSION 79

CONCLUSION GENERALE 81

BIBLIOGRAPHIE 82

ANNEXE 83
PLANCHE 01 83
PLANCHE 02 84

SOMMAIRE

A.1. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT 85

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages maritimes, portuaires ou côtiers sont d'une importance indiscutable pour l'homme. Ceci est dû au fait que les plus grandes transactions commerciales sont faites au niveau de ces infrastructures. Mais leur construction est souvent difficile, compliquée et couteuse du fait qu'ils soient implantés dans un milieu hostile et agressif.

L'attaque de la houle, l'agressivité des eaux marines, l'érosion et beaucoup d'autres facteurs sont à analyser et prendre en compte dans une étude rigoureuse, avant la réalisation d'un projet en milieu marin, afin d'assurer la fonctionnalité, la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

En Algérie, pays ou l'économie repose essentiellement sur sa production d'hydrocarbures, des infrastructures portuaires sont dédiées spécialement à l'exportation de ces produits. Ces ouvrages sont de très grande importance. Ils doivent être conçus à résister et être durables face aux conditions naturelles et à ce que leur fonctionnement ne soit facilement perturbé afin d'assurer leur rôle très important dans l'économie nationale.

Donc le thème de ce projet de fin d'étude est l'étude de la réalisation d'une nouvelle jetée GNL (gaz naturel liquéfié) au niveau du port pétrolier de Skikda. Ce projet sera réalisé dans le but de permettre l'accostage de navires de grandes capacités et de permettre à l'unité de liquéfaction (méga train GNL) de Skikda d'atteindre sa production maximale.

Chapitre Master

Etude paramétrique de la stabilité des digues à talus

- influence de la pente -.

M.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'implication de la pente ou angle du talus dans la stabilité des digues à talus en étudiant son effet sur d'autres paramètres avec lesquelles elle est relié et sur les équations ou formules de stabilité dans lesquelles elle apparait. Ceci afin de déterminer à quel point ce paramètre important est influent dans la stabilité des digues à talus.

M.2. STABILITE DES DIGUES A TALUS

M.2.1. Généralités

Les digues à talus sont des ouvrages destinés généralement à la protection de l'intérieur des ports maritimes contre les attaques de la houle et à permettre la stabilité des plans d'eaux pour un meilleur accostage des bateaux.

Afin d'assurer sa fonction de manière optimale, la digue à talus doit être conçue de manière à ce qu'elle reste stable face à l'attaque des vagues maritimes sans que son mode de fonctionnement soit perturbé.

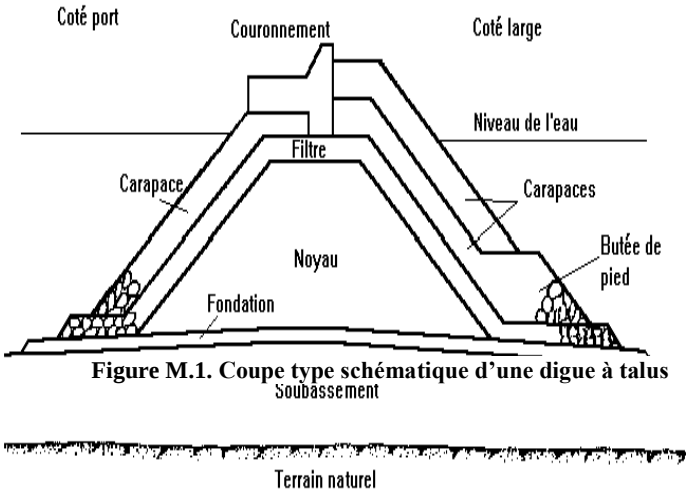


Figure M.1. Coupe type schématique d'une digue à talus

M.2.2. Concept de stabilité des digues à talus

Selon le Rock Manual, l'objectif des méthodes de dimensionnement assurant la stabilité des digues à talus est d'éviter le début de mouvement des gros éléments et des particules fines composant la structure de la digue.

M.2.3. Paramètres influents sur la stabilité des digues à talus

Les paramètres servant à évaluer la stabilité hydraulique des ouvrages en enrochement de manière générale et des digues à talus de manière spécifique peuvent être répartis en 4 catégories :

a) Attaque de la houle et des courants

Dans cette catégorie est mise en valeur l'influence des vagues heurtant l'ouvrage sur la stabilité de ce dernier. Et apparait l'importance du nombre de stabilité $N_s = \frac{H}{\Delta D}$ qui donne une relation entre les caractéristiques de l'ouvrage et les conditions de la houle et qui est présent dans les formules de dimensionnement les plus reconnues.

Avec :
H : Hauteur de la houle.

Δ : Densité relative déjaugée, ρ_r/ρ_w-1.

D : Diamètre nominal du bloc.

b) Caractérisation de l'enrochement et des blocs artificiels

Les principaux paramètres qui caractérisent l'enrochement naturel du point de vue stabilité sont :

- La masse volumique apparente
- La distribution bolométrique
- La forme des enrochements

Dans le cas des blocs artificiels, les principaux éléments à prendre en compte sont :

- La stabilité hydraulique du type de bloc qui influe directement sur la stabilité générale de la digue.
- La résistance structurelle du bloc : Un bloc doit être résistant au choc et à la fatigue ainsi qu'à d'autres risques de dégradation potentiels afin d'éviter sa rupture en carapace qui pourrait conduire à la rupture de la digue et à perdre sa stabilité.

c) Section transversale de l'ouvrage

Cette catégorie représente les paramètres définis par la géométrie de la section transversale de la digue. Ces paramètres sont représentés sur les deux figures suivantes :

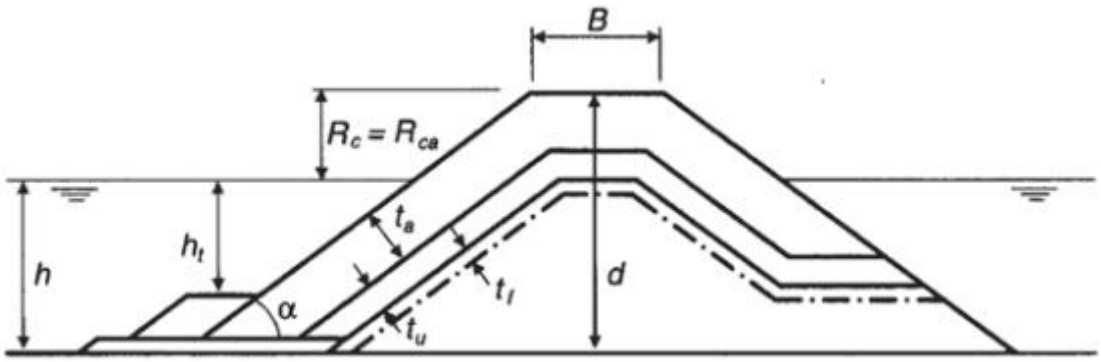


Figure M.2. Paramètres définis par la géométrie de la digue sans couronnement

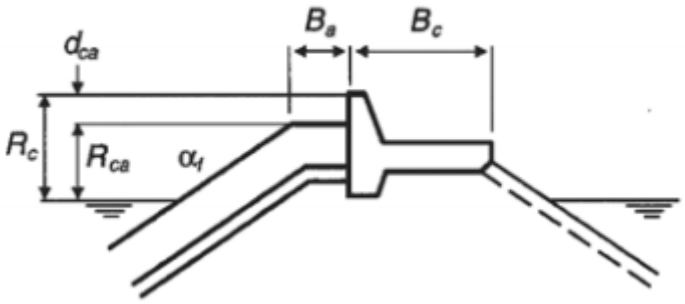


Figure M.3. Paramètres définis par la géométrie de la digue avec couronnement

Avec :

R_c : Revanche de crête de l'ouvrage par rapport au niveau l'eau de repos

R_{ca} : Revanche de crête de la carapace par rapport au niveau l'eau de repos

d_{ca} : différence de hauteur entre le mur de couronnement et la carapace

d : hauteur de l'ouvrage par rapport au fond

B : Largeur de l'ouvrage

B_a : Largeur de la berme supérieure de la carapace

t_a, t_u, t_f : épaisseurs de la carapace, la sous couche, et du filtre

α : angle du talus avant de l'ouvrage

h_t : Profondeur de la butée de pieds par rapport au niveau d'eau de repos

d) Réponse de l'ouvrage

Dans cette catégorie, on distingue deux types d'ouvrages :

d.1. Les ouvrages statiquement stables

Dans ce cas, on ne tolère le déplacement que de peu de blocs par rapport au profil initial de la digue, c'est-à-dire, la digue doit être stable dès que sa construction est terminée. De ce fait, on définit les paramètres suivants : Le niveau de dommage adimensionnel (S_d), le nombre de blocs déplacés (N_{od}) et le pourcentage N_d qui caractérisent le déplacement des blocs de la carapace par rapport à son profil initial.

Avec :

$$S_d = \frac{A_e}{D_{n50}^2}$$

A_e : Surface érodée autour du niveau d'eau de repos.

$$N_{od} = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{largeur de la séction téstée}/D_{n50}}$$

$$N_d = \frac{\text{nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{nombre de blocs total dans la surface de référence}}$$

d.2. Les ouvrages dynamiquement stables

Dans ce cas, on permet un certain mouvement de l'enrochement jusqu'à atteindre un profil dit de dimensionnement qui plus stable que le profil après construction. On les qualifie aussi d'ouvrages reprofilables.

Sur la figure suivante, extraite du Coastal Engineering Manual, on voit le profil initial de la digue en traits discontinus qui devient un profil en S plus stable.

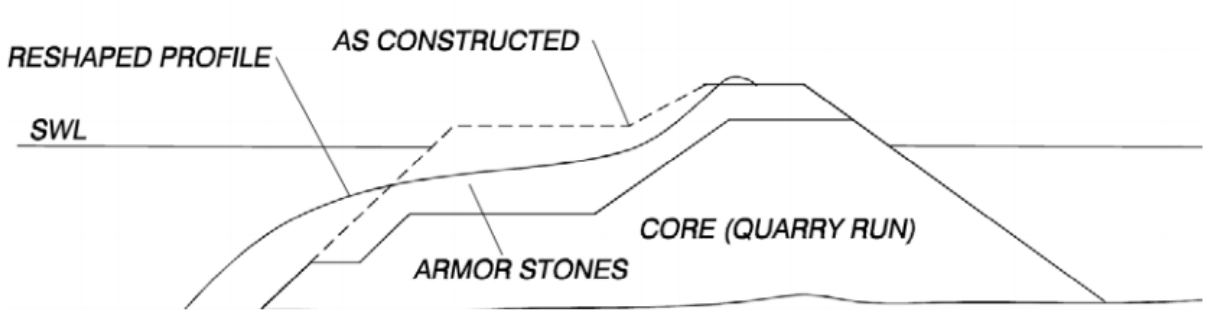


Figure M.4. Schémas d'une digue à talus reprofilable

M.3. INFLUENCE DE LA PENTE SUR LA STABILITE DES DIGUES A TALUS

La pente du talus est l'un des paramètres importants à prendre en considération lors du dimensionnement de la digue car il influe de manière directe sur sa stabilité.

Idéalement, l'angle adopté du talus doit être aussi élevé que possible afin de minimiser le volume de l'ouvrage donc minimiser aussi le cout de ce dernier. Mais ce paramètre dépend de la stabilité hydraulique et géotechnique, ce qui nous limite à des pentes que l'on ne peut dépasser afin de ne pas perturber la stabilité.

En règle générale, les blocs naturels et les blocs artificiels en double couche sont placés sur des talus de pente comprise entre 5/2 à 3/2. Pour les blocs artificiels en simple couche à forte imbrication la pente varie de préférence entre 3/2 à 4/3.

La pente du talus est un paramètre déterminant du mode de déferlement de la houle, ce qui influe aussi directement sur la stabilité de la digue. Ceci s'exprime avec le paramètre de déferlement ξ qui relie l'angle du talus α à la cambrure nominale de la houle s_0 avec la relation, $\xi = \tan\alpha/\sqrt{s_0}$.

M.3.1. Formules de pré dimensionnement

La pente du talus est un paramètre qui apparait dans les formules de pré dimensionnement des digues à talus les plus reconnues. Dans cette partie, on va présenter les formules qu'on va utiliser pour étudier l'influence de ce paramètre sur la stabilité des digues à talus.

M.3.1.1. Formule d'Irribaren

La formule d'Irribaren (1938) fut l'une des toutes premières formules proposées et qui s'énonce comme suit :

$$W = \frac{K\rho_s g H^3}{(\mu\cos\alpha \pm \sin\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Avec :

W : Poids d'un bloc de la carapace.

H : Hauteur de la houle.

K : Coefficient dépendant de la forme du bloc

μ : Coefficient de frottement.

ρ_s : Masse volumique des blocs.

ρ_w : Masse volumique de l'eau

g : Accélération de la pesanteur

α : angle du talus

M.3.1.2. Formule d'Hudson

En réalisant un grand nombre d'essais et dans le but de déterminer expérimentalement des coefficients à utiliser dans la formule d'Irribaren, Hudson (1958, 1959) propose une formulation alternative transformant la formule théorique d'Irribaren en une formule expérimentale qui s'énonce comme suit :

$$W = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot\alpha}$$

Avec

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson caractérisant la performance hydraulique du bloc.

M.3.1.3. Formule de Van Der Meer

Dans sa méthode de pré dimensionnement, Van Der Meer propose de vérifier tout d'abord la condition d'eaux profondes c'est-à-dire si $h>3H_S$. Puis propose les formules suivantes :

En eau profonde :

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$ Pour le déferlement plongeant $\xi_m < \xi_{cr}$

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot\alpha}\,\xi_m^p$ Pour le déferlement gonflant $\xi_m > \xi_{cr}$

Avec :

H_s : Hauteur significative de la houle

D_{n50} : Diamètre nominal d'un bloc

Δ : Densité relative déjaugée, ρ_r/ρ_w-1

P : Perméabilité nominale de l'ouvrage

N : Nombre de vagues incidentes

S_d : Niveau de dommage

α : Angle du talus

c_{pl} = 6.2 : Coefficient empirique de Van Der Meer

c_s = 1.0 : Coefficient empirique de Van Der Meer

ξ_m : Paramètre de déferlement calculé à partir de la période moyenne de la houle

$\xi_m = \tan\alpha / \sqrt{(2\pi H_s)/(gT_m^2)}$

T_m : Période moyenne de la houle

ξ_{cr} : Déferlement critique

Avec : $\xi_{cr} = \left(\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$

En eau peu profonde :

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \xi_{s-1.0}^{-0.5}$ Pour le déferlement plongeant $\xi_{s-1.0} < \xi_{cr}$

$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \sqrt{\cot\alpha} \xi_{s-1.0}^{p}$ Pour le déferlement gonflant $\xi_{s-1.0} > \xi_{cr}$

Avec :

c_{pl} = 8.4

c_s = 1.3

$H_{2\%}$: Hauteur dépassée par 2% des des hauteurs des vagues incidentes au pied de l'ouvrage

$\xi_{s-1.0}$: Paramètre de déferlement calculé à partir de la période énergétique de la houle

$\xi_{s-1.0} = \tan\alpha / \sqrt{(2\pi H_s)/(g T_{m-1.0}^2)}$

$T_{m-1.0}$: Période spectrale de la houle

M.3.2. Application des formules théorique sur un cas réel

Dans cette partie, on applique les formules de pré dimensionnement cités dans la partie précédente afin d'étudier l'influence de la pente sur le poids des blocs de la carapace donc sur la stabilité de cette jetée, en fixant tous les autres paramètres. Ces données proviennent d'un projet réel, il s'agit de la jetée principale de l'abri de pêche d'El Marsa à Skikda. On choisit d'appliquer cette étude aux blocs BCR.

M.3.2.1. Données principales

Tableau M.1.Données principales du projet

Hauteur significative de la houle	**H_S**	m	6.5
Profondeur au pied de l'ouvrage	**h**	m	10
Période des vagues	**T_p**	sec	11
Niveau de dommage	**S_d**	(-)	2
Nombre de vagues	**N**	(-)	786
Ratio $H_{2\%}/H_S$	**$H_{2\%}/H_S$**	(-)	1.2

M.3.2.2. Dimensionnement des blocs de la carapace

a) Formule d'Irribaren

$$W = \frac{K\rho_s g H^3}{(\mu\cos\alpha \pm \sin\alpha)^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3}$$

Tableau M.2.Parametres et résultats d'Irribaren

K	(-)		0.43
μ	(-)		2.38
ρ_s	Kg/m^2		2400
ρ_w	Kg/m^2		1026
W	t	α=5/2	67.36
	t	α=2/1	67.8
	t	α=3/2	71.1
	t	α=4/3	73.94

b) Formule d'Hudson

$$W = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot\alpha}$$

Tableau M.3.Parametres et résultats d'Hudson

K_D	(-)		6.8
ρ_s	Kg/m^2		2400
ρ_w	Kg/m^2		1026
W	t	α=5/2	16.15
	t	α=2/1	20.18
	t	α=3/2	26.92
	t	α=4/3	30.37

c) Formule de Van Der Meer

Nous avons H_S = 6.5m et h = 10m donc h < $3H_S$ = 19.5, donc on utilise la méthode de Van Der Meer en eaux peu profondes. Et on remarque que pour les 3 pentes choisis $\xi_{s\text{-}1,0} < \xi_{cr}$ donc on utilise la formule de Van Der Meer pour un déferlement plongeant.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \xi_{s-1.0}^{-0.5}$$

Tableau M.4.Parametres et résultats de Van Der Meer

$T_{m-1,0}=T_p/1.1$	sec		10
ρ_s	Kg/m^2		2400
ρ_w	Kg/m^2		1026
c_{pl}	(-)		8.4
c_s	(-)		1.3
P	(-)		0.46
ξ_{cr}	(-)	α=5/2	3.37
	(-)	α=2/1	3.78
	(-)	α=3/2	4.3
	(-)	α=4/3	4.68
$\xi_{s-1,0}$	(-)	α=5/2	1.96
	(-)	α=2/1	2.45
	(-)	α=3/2	3.3
	(-)	α=4/3	3.68
W	t	α=5/2	16.46
	t	α=2/1	23.19
	t	α=3/2	36.1
	t	α=4/3	42.67

M.3.2.3. Exploitation des résultats

a) Observations

Après avoir réalisé les calculs avec les trois formules, on remarque que les résultats diffèrent d'une formule à l'autre.

La formule d'Irribaren donne une variation peu considérable du poids des blocs tandis que les formules d'Hudson et de Van Der Meer donnent une variation importante de ce dernier en variant la valeur de la pente du talus.

Voici l'écart entre les extremums pour chaque formule :

Tableau M.5.Variation maximale du poids des blocs

	Poids min (t)	Poids max (t)	Max – Min (t)	(Max-Min)/Min (%)
Irribaren	67.36	73.8	6.58	9.76
Hudson	16.15	30.37	14.22	88.05
Van Der Meer	16.46	42.67	26.21	159.23

Voici une courbe représentative des résultats obtenus :

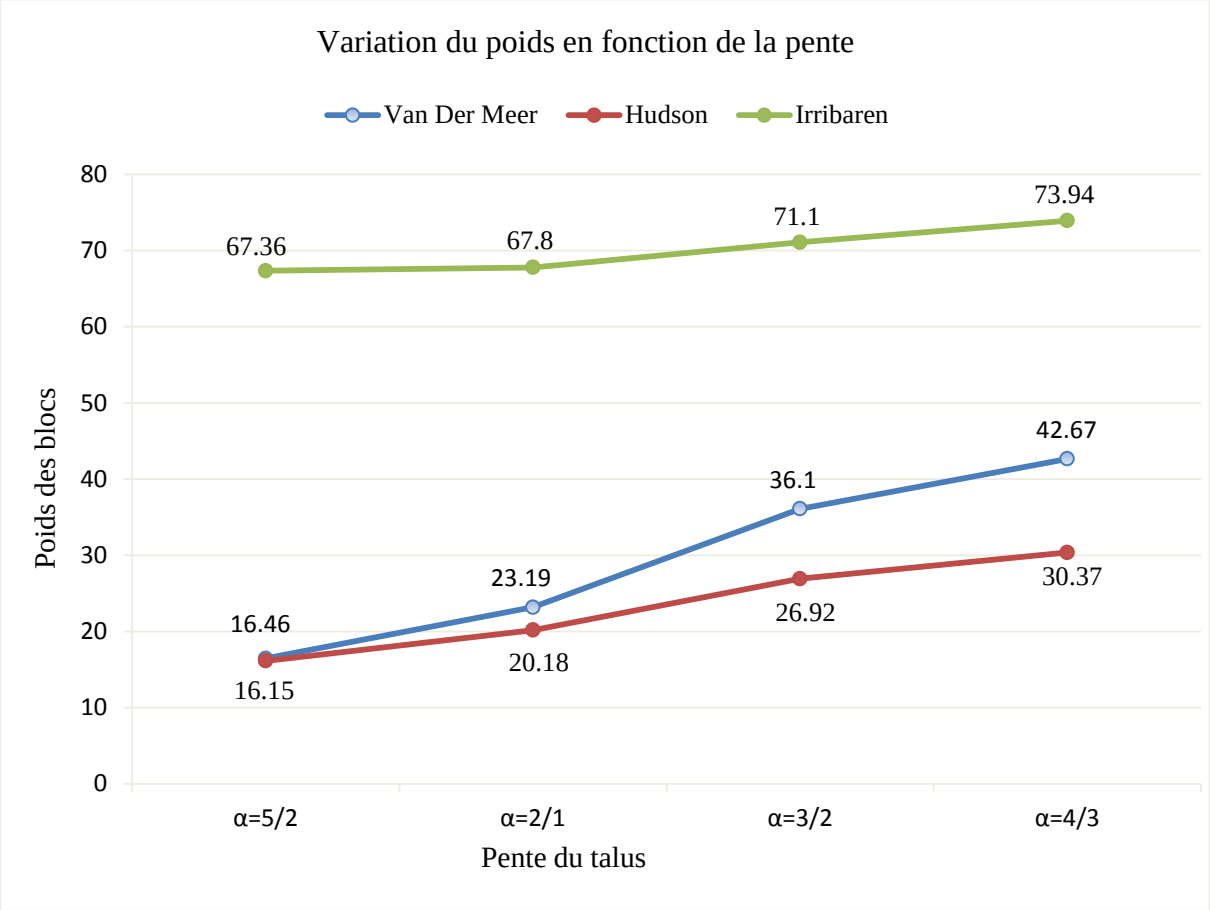


Figure M.5. Variation du poids en fonction de la pente

b) Interprétation

On a remarqué que pour la formule d'Irribaren, la variation maximale du poids des blocs en fonction de la pente du talus n'est pas assez importante, ceci est dû au fait que cette formule est théorique et que ses résultats ne sont pas basés sur des essais pratiques donc on peut dire que l'effet de la pente est largement sous-estimé comparé aux résultats des autres formules.

Les résultats de la formule d'Hudson montrent que le poids des blocs varie de manière considérable en variant la pente avec une augmentation maximale de 88.05% ce qui montre l'importance de ce paramètre sur la stabilité de la digue à talus.

La formule de Van Der Meer montre une augmentation maximale très importante du poids des blocs lorsqu'on passe de la pente la plus douce à la pente la plus raide. Ceci est dû au fait que cette formule prend en considération l'effet de la pente ainsi que celle du paramètre de déferlement qui est relié directement à la pente du talus. Donc on peut voir clairement l'importance de ce paramètre étudié et son influence sur la stabilité de la digue.

Toutefois, les résultats obtenus lors de cette étude restent théoriques et la meilleure façon de les confirmer est de les comparer à des essais sur modèles réduits.

c) Conclusion

Les résultats obtenus lors de cette étude théorique montrent que la pente du talus est un paramètre très important et très influent sur la stabilité des digues à talus. Avec une pente plus douce, on a besoin de blocs de carapace dont le poids est beaucoup moins important qu'avec une pente plus raide pour assurer la stabilité de la digue. On prenant aussi en considération l'effet de la pente sur le cout de projet, on peut dire que ce paramètre doit être choisit de manière très étudié afin d'optimiser l'étude du projet en réalisant ce dernier avec le moindre cout mais en assurant la stabilité de l'ouvrage.

M.4. CONCLUSION GENERALE

Ce chapitre nous a permis de faire une recherche bibliographique assez riche sur le comportement des digues à talus, sur le principe de stabilité de ce type d'ouvrages ainsi que sur les différents paramètres influents sur cette stabilité en se basant dans notre étude théorique sur un paramètre très important qui est la pente. Cette étude nous a permis de voir l'influence de la pente et son importance lors de l'étude de réalisation des digues à talus.

Chapitre I

Généralités sur le milieu marin

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.

I.1. INTRODUCTION

Les eaux des mers et des océans sont en perpétuel mouvement, ce qui définit la grande complexité à réaliser des constructions et à poursuivre des activités humaines qui s'avèrent être nécessaires tel que la pèche et le commerce. Les mouvements de la mer sont complexes ; pour mieux les analyser, ils sont décomposés en mouvements élémentaires, dont les causes et les lois peuvent être étudiées séparément. Donc ce présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu marin.

I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

Les mouvements de la mer sont d'une variété impressionnante. Ils sont classés en deux catégories : On distingue des mouvements ondulatoires, sous forme d'oscillations verticales et les mouvements à déplacements sont horizontaux.

I.2.1. Mouvements oscillatoires

I.2.1.1. La houle

La houle, se présente comme une fluctuation irrégulière, désordonnée et chaotique de la surface de la mer qui est due au vent. Cependant, à travers cet aspect chaotique de la surface de l'eau, on distingue une direction privilégiée de propagation et un pseudo périodicité dans l'espace et dans le temps, on parle ainsi de hauteur, de longueur d'onde, de période et de célérité de la houle; ces termes suggèrent une ondulation harmonique simple. De ce fait la houle est considérée comme des agitations ondulatoires relativement régulières.

I.2.1.1.1. Caractéristiques de la houle

Comme tous les mouvements ondulatoires de la mer, la houle est caractérisée par :

- H: Hauteur de la houle l'amplitude (dénivellation maximale entre une crête et un creux successif en mètre).
- L: Longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives peut atteindre une trentaine de mètres).
- T: Période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe dont la variation est de 3 à 25 secondes).
- a: Amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur);
- g: Cambrure (rapport H/L);
- C : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes LT);
- d : la profondeur au repos.

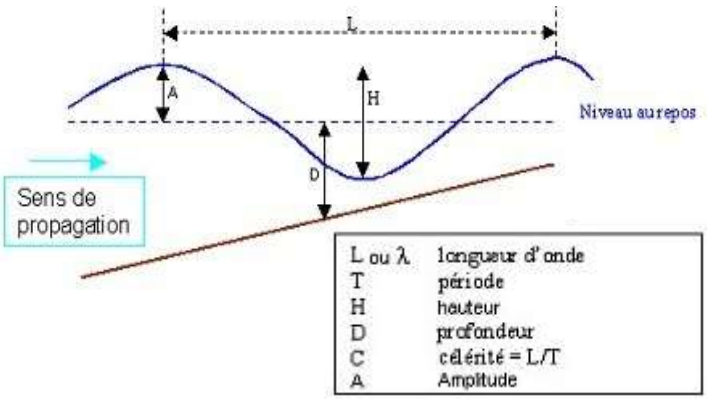


Figure I.1. Caractéristiques de la houle

I.2.1.1.2. Déformations de la houle

a. Déferlement

A leur arrivée sur les côtes, souvent à la suite d'un long voyage, les vagues viennent terminer leur course sur le rivage en s'écrasant sur elle-même, c'est le déferlement. Une vague déferle quand son rapport hauteur / longueur d'onde devient très élevé et atteint une valeur limite, une vague peut donc également déferler en mer (c'est le cas des déferlantes rencontrées au large).

b. Réflexion

Ce phénomène intervient lorsque la houle aborde une paroi sans déferler. Il peut être comparé à la réflexion d'onde électromagnétique telle que la lumière. Autrement dit, l'onde progressive qui est la houle est réfléchie au niveau de l'interface, fluide/paroi. La réflexion peut être totale lorsque la paroi est imperméable et verticale ou partielle lorsque la paroi est plus ou moins perméable ou lorsque la paroi réfléchissante fait un angle α avec l'horizontale.

c. Réfraction

Le phénomène de réfraction est la déviation d'une onde lorsque la vitesse de celle-ci change entre deux milieux. Typiquement, cela se produit à l'interface entre deux milieux, ou lors d'un changement d'impédance du milieu.

d. Diffraction

Le phénomène de diffraction apparaît lorsque la houle rencontre un obstacle tel qu'une jetée. Des oscillations apparaissent alors derrière la jetée, la houle diffracte (elle contourne la jetée).

I.2.1.2. La marée

Mouvement alternatif, périodique et journalier du niveau de la mer, de plus ou moins grandes amplitudes, dues à l'attraction de la lune ainsi qu'à celle du système solaire sur les molécules liquides. Le niveau le plus élevé atteint par la mer au cours d'un cycle de marée est appelé pleine mer (ou couramment marée haute). Par opposition, le niveau le plus bas se nomme basse mer (ou marée basse). L'intervalle pleine mer - basse mer est appelé marnage. Le courant de marée montante se nomme flux ou flot, le courant de marée descendante se nomme reflux ou jusant.

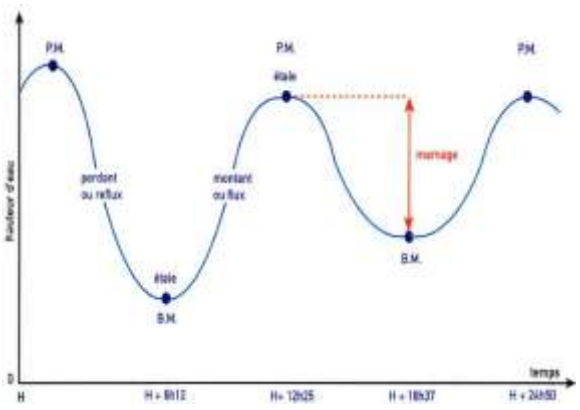


Figure I.2. Caracterestiques de la marée

I.2.1.3. Les seiches

Les sèches sont des oscillations de longues périodes dans des bassins fermés ou dans des bassins localement isolés. Ils sont générés par les forces externes qui s'exercent sur la surface, principalement par les variations de pression atmosphériques et par le vent.

I.2.2. Les courants

Le courant est un mouvement horizontal des particules de l'eau dans une direction déterminée. Les courants sont classés en plusieurs types et sont générés par différents facteurs.

I.2.2.1. Courants de surface

Déplacement océanique engendré par les vents de surfaces jusque 800m de profondeur. Le principal moteur des courants de surfaces est donc le vent. Les vents sont régis par une alternance de basses et de hautes pressions selon la latitude ou par Les radiations solaires qui créent des différences de température. Cette catégorie englobe les courants induits par les marées et les houles ainsi que les courants de dérive.

I.2.2.2. Courants de profondeur

Déplacement océanique lent dû à des différences de densités qui se trouve à plus de 800m de profondeur. Les vents n'ayant plus d'influence après 800m de profondeur, ils ne peuvent être les moteurs des circulations océaniques profondes. Ces courants sont basés sur des différences de température (l'eau froide est plus dense que l'eau chaude) et de salinité (l'eau salée est plus dense que l'eau douce).

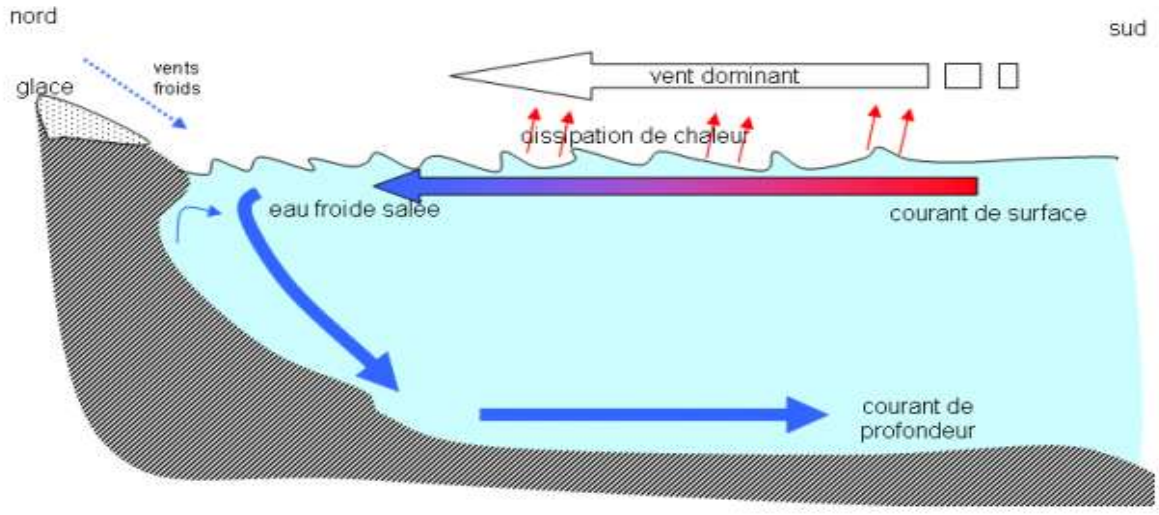


Figure I.3. Types de courants

I.3. CONCLUSION

Les ouvrages maritimes sont constamment soumis aux actions dues aux mouvements de la mer. Donc leur dimensionnement et leur protection dépendent directement de ces actions. Dans ce chapitre, nous avons recensé les différents types de mouvements pouvant agresser une structure en milieu marin et qui doivent être prises en considération pour assurer la stabilité et la protection de ces structures.

Chapitre II

Généralités sur les ouvrages portuaires

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires

II.1. INTRODUCTION

Les ports jouent un rôle primordial dans l'économie nationale et dans les échanges d'un pays, dont la quasi-totalité emprunte la voie maritime. Ils sont l'un des principaux outils industriels et commerciaux pour le développement économique et social du pays. Le secteur portuaire doit alors s'adapter, d'une part, aux mutations socio-économiques caractérisées par des exigences de développements internes au pays, par des engagements du pays dans des accords de libre-échange et par les nouveaux contextes de la mondialisation et de la globalisation du commerce.

II.2. DEFINITION D'UN PORT

Un port est une infrastructure construite sur un littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau et destiné à accueillir les véhicules de transport par voie d'eau (bateaux et navires) et leurs permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents. Le port est un lieu de transit pour les marchandises et les passagers.



Figure II.1. Port de Stora-Skikda

II.3. FONCTIONS D'UN PORT

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. Un port doit répondre à l'ensemble des besoins des opérations réalisées en sont enceinte. Il doit permettre l'accomplissions des taches nécessaires pour les navires comme l'accostage, le ravitaillement et la réparation. On doit aussi s'assurer d'effectuer les opérations de transit qui sont : La charge, décharge des marchandises ainsi que l'embarquement et débarquement des voyageurs.

II.4. TYPES DE PORTS

La classification des ports maritimes se fait selon deux paramètres :

II.4.1. Classification par fonctions principales

Comme tout projet de réalisation d'infrastructure en travaux publics, la construction des ports maritimes se fait pour répondre à un besoin spécifique. Autrement dit le port doit remplir des fonctions définies au préalable. De ce fait, on peut distinguer les quatre types de ports suivants :

II.4.1.1. Ports militaires

Les ports militaires sont soumis à des impératifs opérationnels particuliers, de stricts protocoles de sécurité et à des exigences très poussées du point de vue de la technologie. Ils doivent abriter d'importants espaces afin que les navires puissent accoster disséminés dans le but d'être protégés. Les porte-avions et les navires de guerre exigent chacun des infrastructures portuaires particulières, ce explique les exigences technologiques.

II.4.1.2. Ports de commerce

Un port de commerce est un port dont la fonction principale est le chargement et le déchargement de marchandises commerciales et l'embarquement et débarquement des passagers. Il doit donc assurer le transit marchandise soit vers un autre port soit vers une voie de transport terrestre. Les ports de commerce sont en développement constant et sont de plus en plus spécialisés en terminaux (rouliers, conteneurs, passagers, hydrocarbures…). Cela est dû au fait que le transport maritime est le mode de transport le plus important pour le transport de marchandises (marine marchande).

II.4.1.3. Ports de pêche

Leur fonction principale est de permettre l'accostage des navires de pêche. Ils sont équipé de manière à faciliter leur débarquement et leur chargement ainsi que pour gérer l'ensemble des activités halieutiques et à la commercialisation des produits de la pêche.

II.4.1.4. Ports de plaisance

Ce type de ports sont aménagés spécialement pour la navigation de plaisance, c'est-à-dire, qu'ils sont construits dans le but d'accueillir les bateaux de plaisance et d'offrir aux plaisanciers un service complet afin que leur séjour soit agréable. Ils sont souvent implantés dans des zones touristiques et souvent associés aux complexes de divertissement se trouvant dans ces zones.

II.4.2. Classification par implantation

Les sites d'implantation des ports maritimes présentent des contraintes physiques souvent très différentes des uns aux autres. Ces contraintes, combinés aux contraintes et nécessités économique, conduisent à des types d'implantation très variés. De ce fait, on peut retenir la classification suivante :

II.4.2.1. Ports au large

Ce type d'aménagement est réalisé lorsque le tirant d'eau des navires à accueillir est très élevé et nécessite des infrastructures spéciales et couteuses. Les installations sont aménagées au large là où la profondeur de la mer suffit à accueillir ce genre de navires. Il peut s'agir d'iles artificielles ou de bouées d'amarrage.



Figure II.2. Type d'aménagement au large

II.4.2.2. Ports à la côte

Ce sont les ports aménagés sur les côtes du littoral, dans des sites naturellement abrités ou protégés artificiellement grâce à des ouvrages de protection.



Figure II.3. Port de Stora-Skikda

II.4.2.3. Ports intérieurs

Ils sont établis le long de cours d'eau ou de canaux maritimes. Pour ce type de ports, on doit souvent réaliser d'importants aménagements de l'embouchure et du lit des fleuves et rivières sur lesquels ils sont originellement établis pour en améliorer les caractéristiques nautiques afin de pouvoir accueillir des navires de plus grande taille



Figure II.4. Schéma d'un port intérieur

II.5. PRICIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME

Dans un port maritime, on distingue deux principaux types d'ouvrages :

II.5.1. Ouvrages extérieurs

II.5.1.1. Digues et jetées

Ouvrage massif, ou remblai, naturel ou artificiel, soit fluvial, soit maritime, de forme longitudinale, établi pour créer une protection contre l'action des eaux. En ce qui concerne les ouvrages maritimes, les digues, ou jetées, ont pour objet de créer un obstacle à la propagation de la houle et de son train de vagues, et, de ce fait, une zone de calme relatif offrant un abri aux navires tout en leur facilitant l'accès aux ports et la sortie des ports. On distingue plusieurs types :

a) Digues à talus

Les digues à talus sont réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va s'opposer à la progression de la houle une résistance. La structure est normalement constituée d'un noyau en tout venant, d'une ou plusieurs sous-couches et d'une carapace.

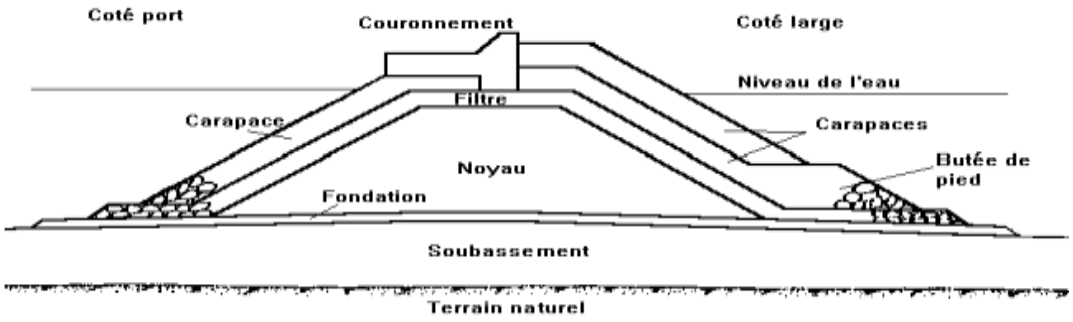


Figure II.5. Digue à talus avec couronnement

b) Digues verticales

Une digue verticale est essentiellement composée d'une muraille verticale. Cette dernière est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle, ils doivent donc, souvent, être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds et résistants.

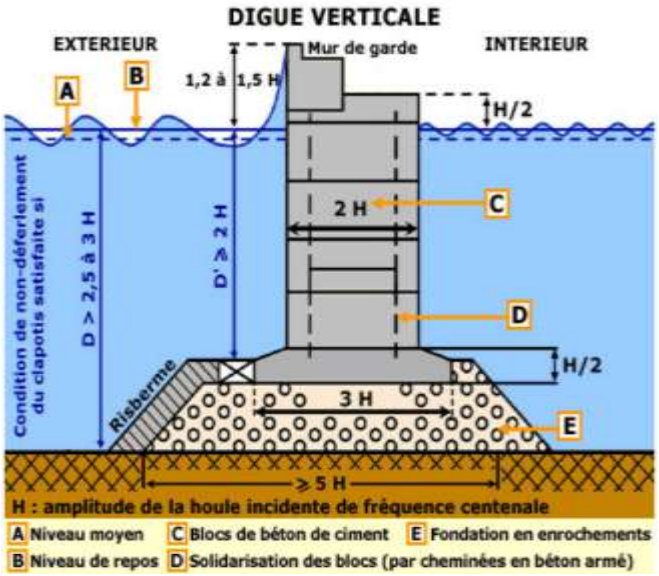


Figure II.6. Digue verticale

c) Digues mixtes

Généralement on utilise les digues mixtes lorsque les profondeurs sont importantes, la partie inferieur est sous forme d'un ouvrage à talus, surmontée par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes.

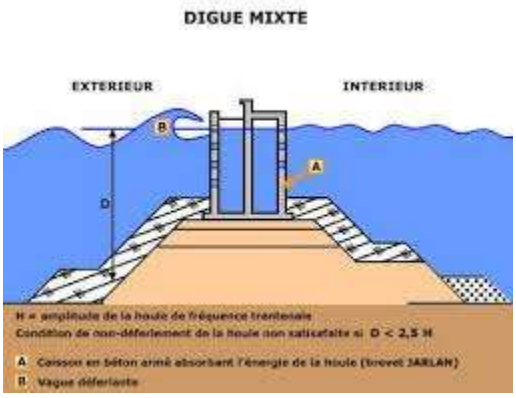


Figure II.7. Digue mixte

II.5.2. Ouvrages intérieurs

II.5.2.1. Plans d'eaux

Ce sont les surfaces d'eaux servant au stationnement et à l'évitage des navires, ils constituent :

- Les bassins qui accueillent les navires pour l'amarrage et le stationnement.
- Les zones ou cercles d'évitages qui permettent le changement de direction des navires. La surface de cette zone dépend de la taille et de la longueur du navire ainsi que de l'activité du courant et de la force du vent.

II.5.2.2. Ouvrages d'accostage

- Les quais qui sont des zones définies servant à accueillir les navires pour l'embarquement ou le débarquement de passagers, le chargement ou le déchargement de fret, le ravitaillement en carburant, le stationnement ou l'entretien.
- Les appontements qui sont des plates-formes sur pilotis qui permettent aux bateaux d'accoster ou de charger et décharger les marchandises.
- Les ducs d'albe qui sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposés les marchandises ou être installés les engins de manutention.

II.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté et décrits les différents types de ports existants aujourd'hui et les éléments principaux constituant ces ports. Ceci est dans le but de faire la différence entre les rôles joués par chaque type de port et par chaque ouvrage à l'intérieur d'un port donné.

Chapitre III

Présentation du projet, collecte et analyse des données

III.1. PRESENTATION DU NOUVEAU PORT DE SKIKDA

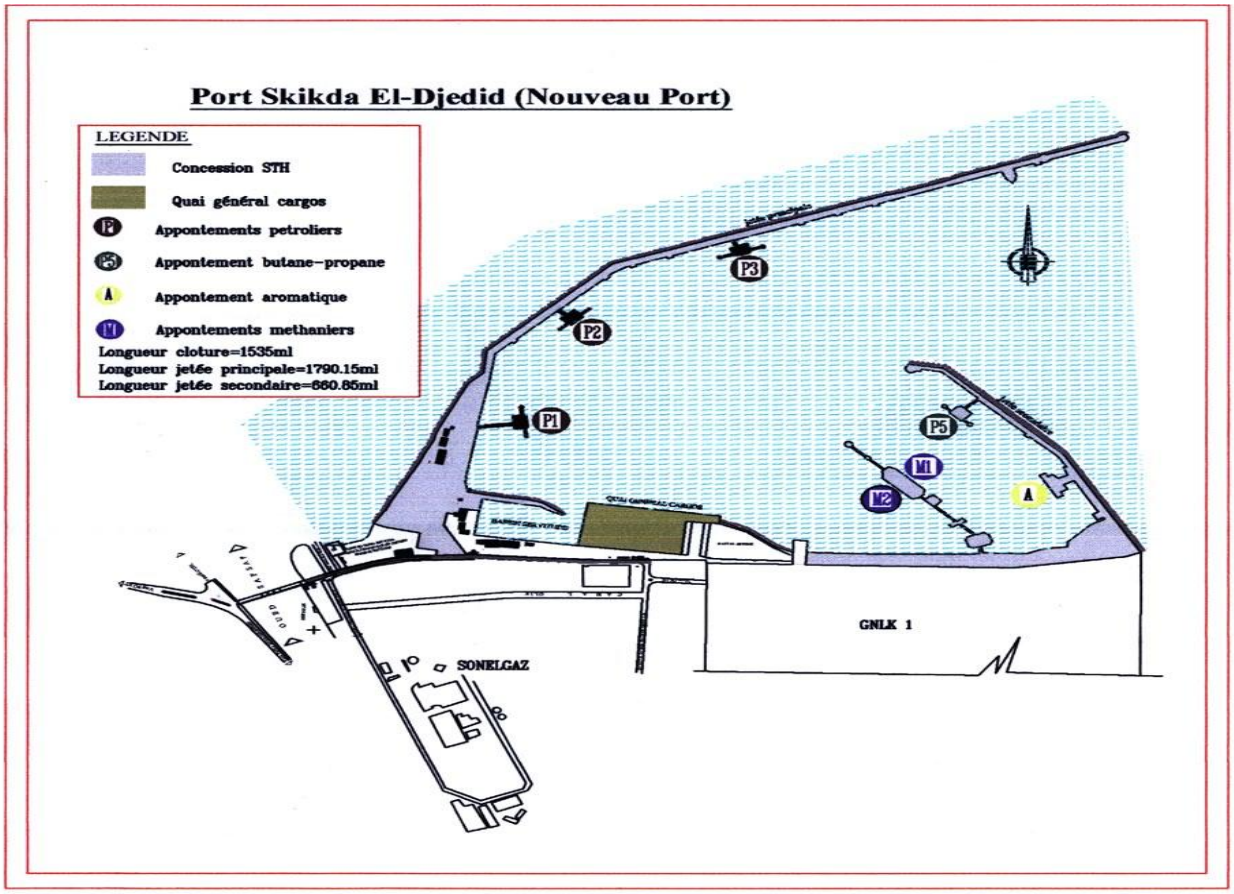


Figure III.1. Plan du nouveau port.

Le nouveau port de Skikda est dédié, principalement, à l'exportation et à l'importation de produits hydrocarbures. Il abrite un plan d'eau de 61 ha ou la profondeur moyenne est de 13m.

L'intérieur du port est protégé par une jetée principale de 1875m de longueur et une jetée secondaire de 650m de longueur.

Le port contient 7 postes à quais dédiés au chargement et déchargement des produits hydrocarbures. Leurs capacités sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Capacités des postes à quais.

Poste	Débit de chargement	Produits
P1	2500/4000 m^3/h	Naphta, gas/oil jet, essence.
P2	2500/4000 m^3/h	Naphta, gas/oil jet, essence.
P3	4000/6500 m^3/h	Pétrole brut.
P4	400 m^3/h	Butane, propane.
A1	300/600 m^3/h	Produits aromatiques (xylène, benzène)
M1	4000 m^3/h	Méthane (GNL)
M2	4000 m^3/h	Méthane (GNL)

En conclusion, on peut dire qu'au fil des années, le nouveau port de Skikda est devenu l'un des fleurons de l'économie nationale et un pion essentiel d'un pôle hydrocarbures intégré, qui véhicule l'essor et le développement économique de l'Algérie.

III.2. PRESENTATION DU PROJET

Pour notre mémoire, le projet consiste en l'étude de la nouvelle jetée GNL qui sera dédiée à l'exportation du gaz naturel liquéfié. Ce projet permettra au méga-train GNL de Skikda de porter sa production à sa capacité nominale et l'accostage de navires de grandes capacités, ce qui ouvrira ainsi des perspectives supplémentaires de marchés pour le GNL algérien.

Pour ce faire, la nouvelle jetée sera est composée de :

Une digue à talus de longueur de 874m avec un coude au niveau de la position 378m et qui est divisée en 5 portions et un musoir selon, d'une part, les exigences en terme d'équipements, d'installations et de dimensions de la structure et, d'une autre part, des conditions de la houle. Le choix de la digue à talus est jugé meilleur du fait que les profondeurs maximales ne dépassent pas 20m. Car au-delà de cette profondeur, la digue à talus devient assez onéreuse et la digue verticale pourrait s'imposer comme meilleur choix dans ce cas-là.

Un poste de chargement du GNL qui sera implanté au niveau de la portion 05 qui va permettre l'accueille et le chargement des méthaniers de grande capacité pouvant atteindre 220 000 m3.

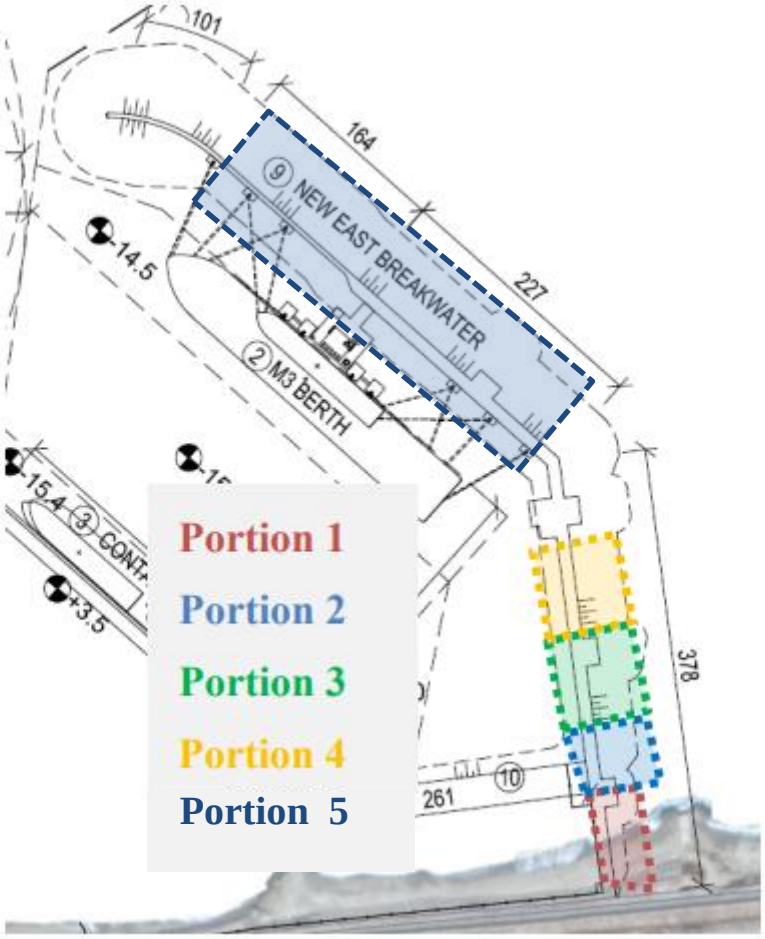


Figure III.2. Différentes portions de l'ouvrage

III.3. COLLECTE ET ANALYSE DES DONNEES

III.3.1. Données météorologiques

III.3.1.1. Climat

Le climat de Skikda est dit tempéré chaud. L'emplacement étant classé climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. La wilaya affiche les températures suivantes :

Tableau III.2. Températures caractéristiques de la ville de Skikda

	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	annuelle
TM	23.8	24.1	31.1	30 .5	38 .8	38.8	41.1	46.6	38.8	36.1	31.1	25.0	46.6
MM	13.8	14.4	17.2	18.8	21.6	25.0	28.8	28.8	26.6	22.7	18.3	15.0	20.5
Mm	7.2	7.2	8.8	10.0	13.3	16.6	19.4	20.5	18.8	15.0	11.6	8.8	13.6
Tm	1.1	1.6	1.6	2.7	7.17	11.1	15.0	14.4	12.7	8.8	4.4	1.6	1.1

TM : Température maximale absolue en °C

MM : Température moyenne maximale en °C

Mm : Température moyenne minimale en °C

Tm : Température minimale absolue en °C

La précipitation moyenne annuelle est de 728.6 mm

III.3.1.2. Le vent

Le vent dominant est un vent d'ouest et de nord-ouest. Les secteurs centrés à 270, 300 et 330 ° N représentent environ 42% de tous les records de vent. Les vents les plus forts proviennent de secteurs centrés sur les 300 ° N et 330 ° W.

Les vents proviennent principalement des trois directions:

- L'ouest-nord-ouest, qui totalise environ 51% des occurrences et la valeur la plus élevée qui est d'environ 19 m/s.
- Le nord-est, qui totalise ~ 24% des occurrences.
- Le vent du sud, qui totalise~ 25% des occurrences.

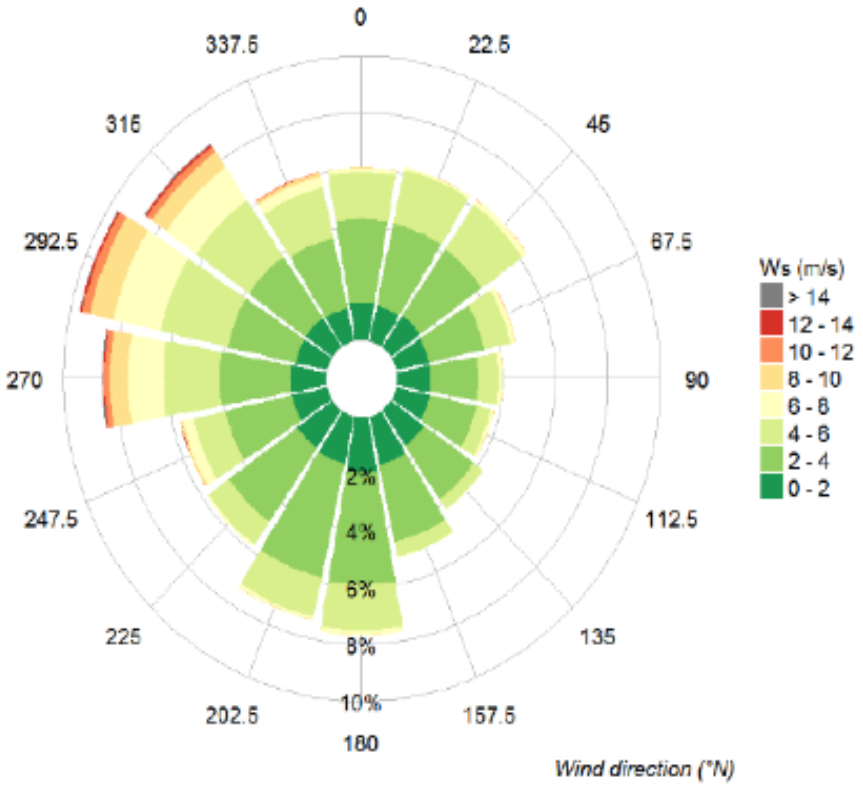


Figure III.3. Rose des vents.

III.3.2. Données océanographiques

III.3.2.1. Le niveau d'eau

Le niveau moyen de l'eau sur le site du projet est considéré comme zéro NGA des CM, situé à +0,34 m.

Les marées en méditerranée sont faibles. L'exploitation des séries chronologiques issues de la FES2012 donne :

Marée astronomique la plus haute : +0,16 m NGA

Marée astronomique la plus basse : -0,15 m NGA

Les niveaux d'eau n'étant pas uniquement régis par les marrées mais aussi affectés par les conditions météorologiques et d'après les études tenant compte de tous ces facteurs voici les résultats obtenus :

Tableau III.3. Niveau d'eau

Périodes de retour	Niveau d'eau moyen	Fluctuations saisonnières	Marée astronomique	Effets météo		Niveau d'eau max
				Effet de pression	Effet de vent	
1	0	0.15	0.15	0.2	0.04	+0.55
10	0	0.15	0.15	0.2	0.06	+0.55
50	0	0.15	0.15	0.2	0.07	+0.6
100	0	0.15	0.15	0.3	0.08	+0.7
250	0	0.15	0.15	0.3	0.09	+1

III.3.2.2. Données et étude de la houle

L'étude de la houle a été faite de telle sorte à attribuer à chaque portion de l'ouvrage les caractéristiques de la houle de projet ou de dimensionnement. Pour ce faire, des points ont été positionnés à proximité de site d'implantation de la jetée afin de déterminer les caractéristiques de la houle au niveau de ces positions.

a) Position et caractéristiques des points de sortie

Les points de sortie sont représentés sur la figure suivante :

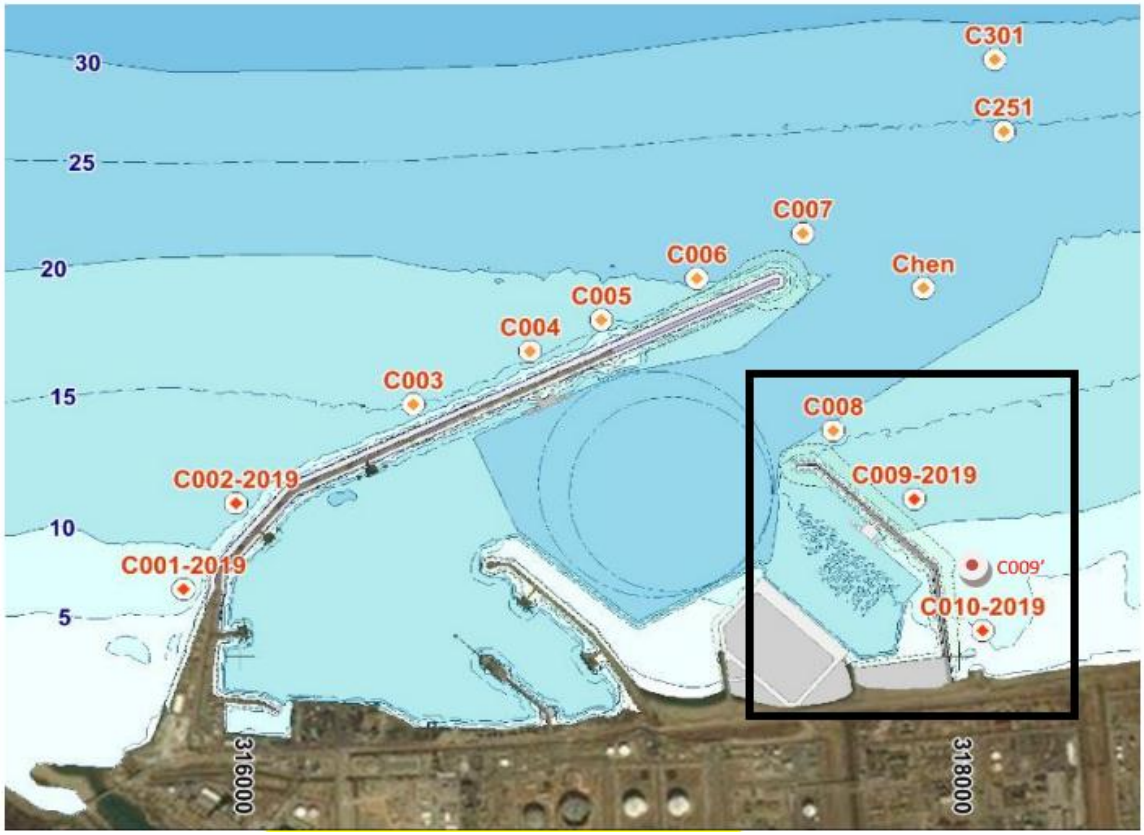


Figure III.4. Positions des points de sortie.

Les caractéristiques des points de sortie sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Caractéristiques des points de sortie

Point	x	y	z
	UTM32		m NGA
C008	3 17 650.0	4 084 654.3	-14.2
C009	3 17 876.8	4 084 454.5	-12.5
C009'	3 17 965.7	4 084 339.5	-8.0
C010	3 18 066.8	4 084 072.5	-5.4

b) Caractéristiques de la houle au large

L'étude de la houle consiste en la propagation des statistiques établis en connaissant les conditions de la houle au large, vers la cote afin de déterminer les données de base du dimensionnement des ouvrages de protection.

Les données caractérisant la houle au large sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Caractéristiques de la houle au large

	Période de retour	H_{m0}	T_P
WNW [247.5, 315 [	1	5.5	11.0
	5	6.7	12.1
	10	7.2	12.5
	50	8.1	13.2
	100	8.4	13.4
	250	8.7	13.6
	500	9.0	13.8
NNW [315, 22.5 [	1	6.5	12.2
	5	8.2	13.3
	10	8.9	13.7
	50	10.5	14.7
	100	11.1	15.1
	250	11.9	15.6
	500	12.6	16.0
ENE [22.5, 112.5 [	1	3.2	9.0
	5	4.2	9.7
	10	4.6	10.1
	50	5.6	11.0
	100	6.0	11.4
	250	6.5	11.9
	500	6.8	12.2

Dû à l'importance du projet et à son influence économique, on choisit la houle de période de retour de 250 ans pour la réalisation de notre étude.

c) Caractéristiques de la houle au niveau du site de projet

Grace aux données au large, les caractéristiques de la houle au niveau du site d'implantation du projet sont déterminées et sont présentées dans le tableau suivant pour chaque point et pour chaque classe directionnelle.

Tableau III.6. Caractéristiques de la houle en chaque point de sortie (période de retour 250ans)

	Point	H_{m0}	T_P
N	C008	7.0	15.5
	C009	7.0	15.5
	C009'	4.8	14.1
	C010	4.3	13.6
NNE	C008	2.7	10.2
	C009	3.0	13.3
	C009'	2.8	12.0
	C010	1.9	10.0
ENE	C008	0.55	3.0
	C009	0.5	4.1
	C009'	0.5	4.1
	C010	0.5	3.7
NNW	C008	4.3	14.3
	C009	6.9	15.3
	C009'	4.0	14.0
	C010	4.1	13.6

On constate clairement que la houle la plus influente est celle arrivant vers la cote suivant la direction nord ce qui fait d'elle la houle de projet.

Une étude supplémentaire réalisée sur la partie allant de la cote jusqu'au point C010, qui est une zone ou le phénomène de déferlement est assez complexe. La formule de Goda suivante : $\frac{H_S}{h_b} = 0.12\{1 - \exp\left[-1.15\frac{\pi h_b}{L_0}\left(1 + 11\mathrm{tg}^{\frac{4}{3}}\theta\right)\right]\}$ est utilisée pour déterminer la hauteur significative de la houle au niveau de cette zone.

Pour une profondeur moyenne h_b=4.5m, la formule donne le résultat suivant :

H_S/h_b=0.6 donc H_S=2.7m.

Donc il faut prendre en considération ces résultats lors du dimensionnement de notre ouvrage.

III.3.3. Données sismiques

D'après le règlement parasismique algérien version 2003établi par le centre national de recherche en génie parasismique, la wilaya de Skikda est classée dans la zone IIa (zone à sismicité moyenne).

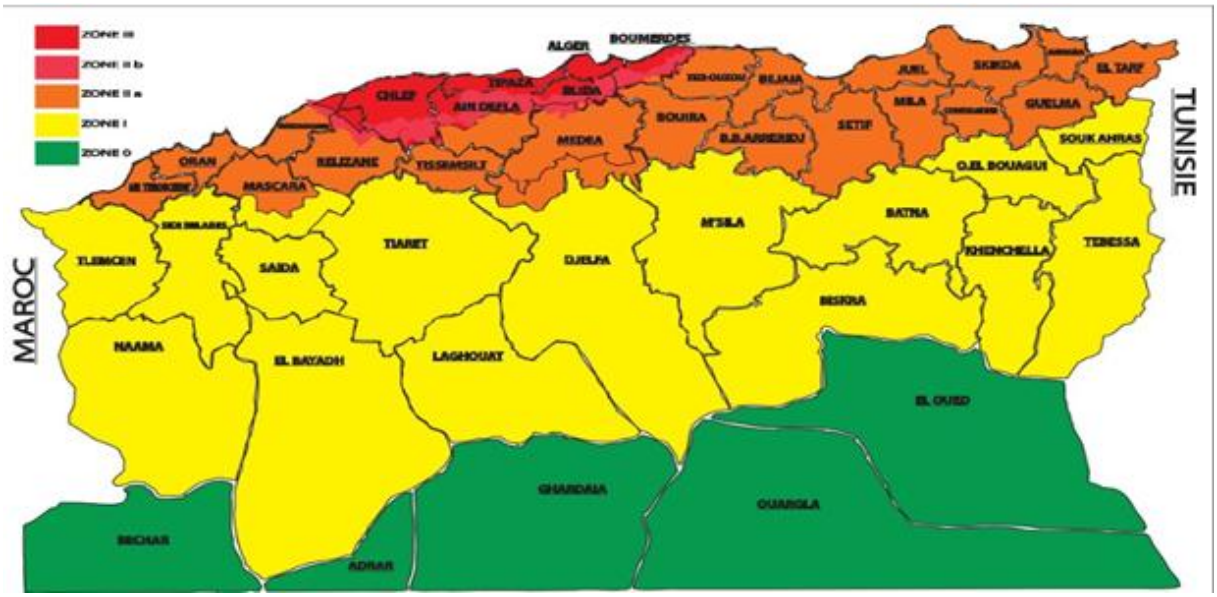


Figure III.5. Carte de zonage sismique du territoire algérien

Les coefficients d'accélération de zones sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Coefficients d'accélération de zones

	Zones			
Groupes	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre projet est considéré de groupe d'usage 1A et classé en zone sismique IIa, donc selon le tableau ci-dessus le coefficient d'accélération de zone choisi est de 0.25.

III.3.4. Données géotechniques

Un rapport géotechnique est réalisé sur la base des résultats de plusieurs sondages réalisés au niveau du site de projet.

Les positions des points ou les sondages sont effectués sont représentées sur la figure suivante :

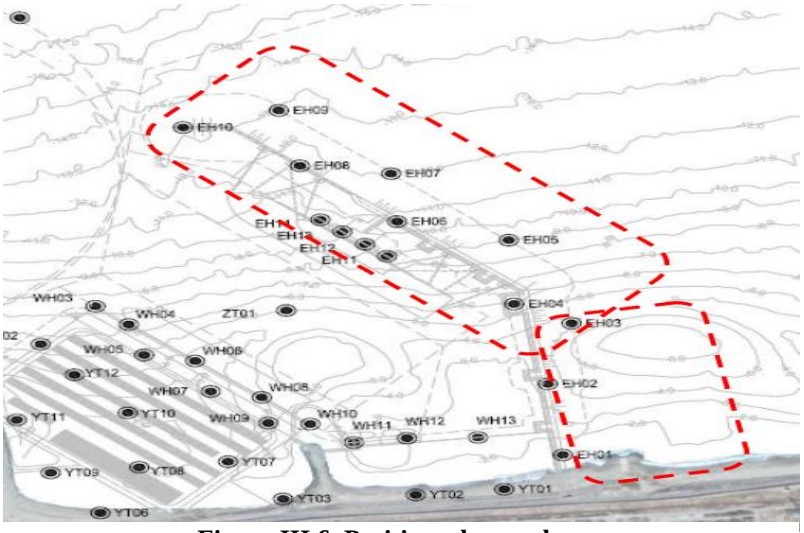


Figure III.6. Positions des sondages.

Grâce aux sondages, un profil type du sol marin du site d'implantation du projet a été élaboré pour distinguer les différentes couches et déterminer les caractéristiques de chaque une de ces couches.

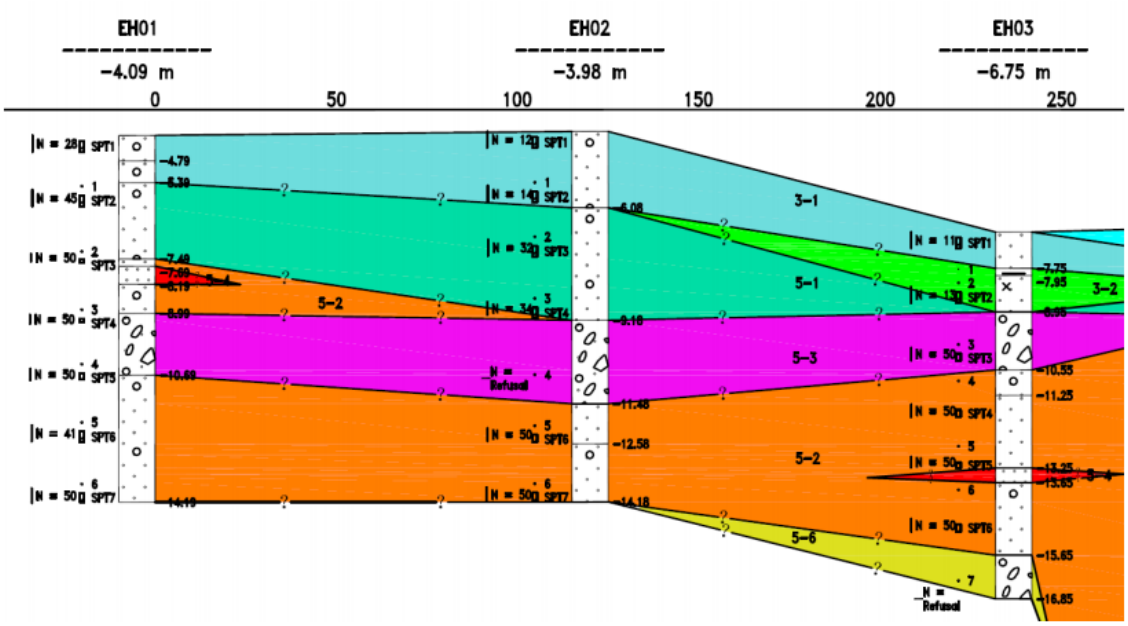


Figure III.7. Profil type du sol du sondage EH01 au sondage EH03

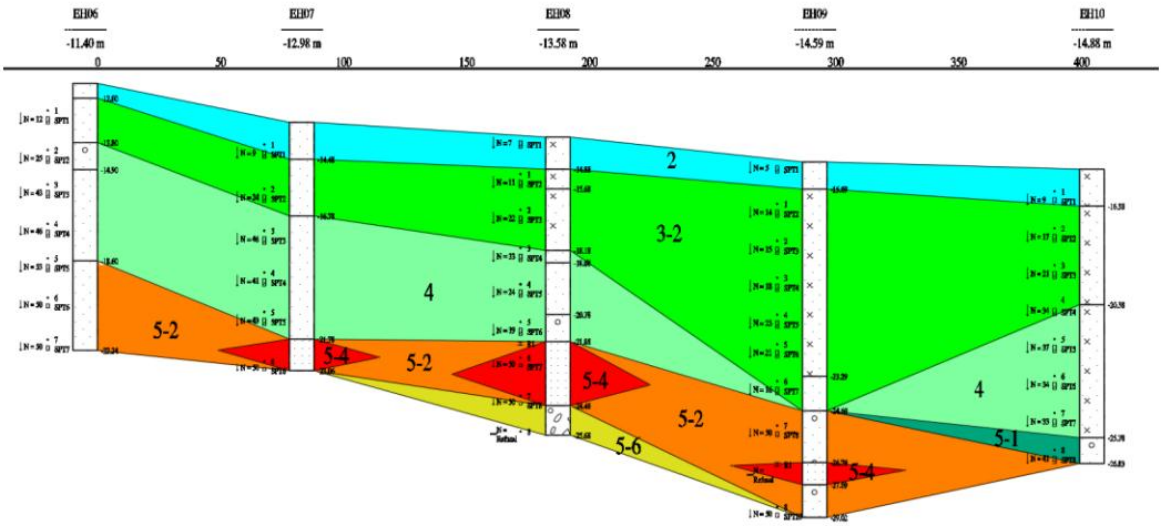


Figure III.8. Profil type du sol du sondage EH06 au sondage EH10

Ces 2 profils types nous révèlent la manière dont les couches de sol au niveau du site d'implantation de l'ouvrage sont disposées, le type de sol qui les constituent et les caractéristiques de chaque type.

Voici les types de sol constituants chaque couche :



Couche 01 : Sable gris ou brun-gris lâche à sable limoneux grossier.

Couche02 : Sable graveleux moyennement dense.

Couche 03 : Sable limoneux fin moyennement dense

Couche 04 : Sable moyen à fin dense ou sable limoneux fin

Couche 05 : Sable graveleux dense

Couche 06 : Sable fin à grossier très dense

Couche 07 : Gravier fin à grossier très dense

Couche 08 : Sable calcareux cimenté très faible à faible

Couche 09 : Argile ou calice limoneux dur

Couche 10 : Gravier fin à grossier sableux très dense

Les caractéristiques de chaque couche sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Caractéristiques des couches de sol

Couches	Densité (g/cm3)	Angle de frottement interne (degrés)	Module d'élasticité (MPa)
01	1.85	32.00	7.80
02	1.95	35.50	12.80
03	1.90	38.80	35.10
04	2.00	42.00	110.10
05	2.05	43.00	111.20
06	2.08	45.00	200.00
07	2.10	48.00	345.60
08	2.20	/	/
09	2.10	48.00	345.60

III.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre projet ainsi que le port de Skikda auquel il sera intégré. Puis les principaux phénomènes naturels auxquels il doit faire face et les données techniques à considérer pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Chapitre IV

Dimensionnement de l'ouvrage de protection

IV.1. INTRODUCTION

Les ouvrages de protection ont le rôle de protéger un port contre les actions de la houle. Il existe différents types d'ouvrages dédiés à la protection des ports dont les plus utilisés sont les digues à talus. Ces dernières sont constituées de plusieurs éléments à dimensionner et il existe plusieurs méthodes de dimensionnement.

Dans ce chapitre, nous nous consacrons au dimensionnement de tous les éléments constituants cet ouvrage et à la présentation des formules utilisés.

IV.2. FORMULES DE PRE DIMENSIONNEMENT

Les formules permettant de calculer le poids des blocs des carapaces en enrochement naturel ou artificiel sont très nombreuses et reposent sur des facteurs différents. Les formules les plus utilisées et jugées plus satisfaisantes sont celles de Hudson et de Van Der Meer.

IV.2.1. Formule de Van Der Meer

a. En eau profonde

Pour les conditions en eau profonde ($h>3H_S$), Van Der Meer a élaboré les formules suivantes :

$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$ Pour le déferlement plongeant $\xi_m < \xi_{cr}$

$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \sqrt{\cot\alpha}\,\xi_m^p$ Pour le déferlement gonflant $\xi_m > \xi_{cr}$

Avec :

H_S : Hauteur significative de la houle

D_{n50} : Diamètre nominal d'un bloc

Δ : Densité relative déjaugée, ρ_r/ρ_w-1

P : Perméabilité nominale de l'ouvrage

N : Nombre de vagues incidentes

S_d : Niveau de dommage

α : Angle du talus

c_{pl} = 6.2

c_s = 1.0

ξ_m : Paramètre de déferlement calculé à partir de la période moyenne de la houle

$\xi_m = \tan\alpha/\sqrt{(2\pi H_s)/(gT_m^2)}$

T_m : Période moyenne de la houle

ξ_{cr} : Déferlement critique

Avec : $\xi_{cr} = \left(\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$

b. En eau peu profonde

En eau peu profonde ($h<3H_s$), les formules de Van Der Meer deviennent :

$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_S}{H_{2\%}}\right) \xi_{s-1.0}^{-0.5}$ Pour le déferlement plongeant $\xi_{s-1.0} < \xi_{cr}$

$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_S}{H_{2\%}}\right) \sqrt{\cot\alpha}\, \xi_{s-1.0}^{p}$ Pour le déferlement gonflant $\xi_{s-1.0} > \xi_{cr}$

Avec :

c_{pl} = 8.4

c_s = 1.3

$H_{2\%}$: Hauteur dépassée par 2% des des hauteurs des vagues incidentes au pied de l'ouvrage

$\xi_{s-1.0}$: Paramètre de déferlement calculé à partir de la période énergétique de la houle :

$\xi_{s-1.0} = \tan\alpha / \sqrt{(2\pi H_s)/(g T_{m-1.0}^2)}$

$T_{m-1.0}$: Période énergétique de la houle

IV.2.2. Formule de Hudson

La formule de Hudson est utilisée dans les eaux profondes et peu profondes et est jugée la plus satisfaisantes en terme de résultats de calcul des carapaces en enrochements artificiels.

LA formule de Hudson est la suivante :

$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot\alpha)^{\frac{1}{3}}$ Qui s'écrit également : $M_{50} = \frac{\rho_s H_S^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot\alpha}$

Avec :

H_S : Hauteur significative de la houle

D_{n50} : Diamètre nominal d'un bloc

Δ : Densité relative déjaugée, ρ_s/ρ_w-1

ρ_s : Masse volumique d'un bloc

ρ_w : Masse volumique de l'eau

α : Angle du talus

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson

IV.2.3. Choix du type de l'enrochement

Le choix du type d'enrochement à utiliser pour la réalisation de la carapace est soumis aux conditions suivantes :

- Enrochements naturels si $H_S < 3m$
- Enrochements naturels ou artificiels si $3m < H_S < 4.5m$
- Enrochements artificiels si $H_S > 4.5m$

Dans notre projet nous utiliseront la formule de Van Der Meer pour le dimensionnement de la partie en enrochement naturel de la carapace et celle de Hudson pour la partie en enrochement artificiel.

IV.3. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

IV.3.1. Portion 01

Dans cette partie de l'ouvrage H_S = 2.7m, Donc on choisit une carapace en enrochement naturel qui sera dimensionnée avec la formule de Van Der Meer.

IV.3.1.1. Poids des blocs de la carapace

Tableau IV.1. Paramètres de Van Der Mer

Paramètre	unité	valeur	Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	2.7	α	(-)	3/2
Fond marin	(m)	-3.5	cotα	(-)	1.5
Niveau d'eau	(m)	+1.0	P	(-)	0.4
H	(m)	4.5	N	(-)	1000
$h/ 3H_S$	(-)	0.55	$H_{2\%}/H_S$	(-)	1.35
ρ_s	(Kg/m^3)	2650	S_d	(-)	2
ρ_w	($Kg/m^{3)}$)	1025	$\xi_{s-1.0}$	(-)	6.28
T_p	(s)	13.6	ξ_{cr}	(-)	4.63
$T_{m-1.0}$	(s)	12.36	$\xi_{s-1.0} / \xi_{cr}$	(-)	1.35
Conclusion	Formule de Van Der Meer en eau peu profonde pour un déferlement gonflant				

Avec :

Le nombre de vagues de vagues N est calculé pour une tempête de durée de 3h et pour une houle de période de retour de 250 ans.

$N = \frac{t}{T_m} = \frac{3\times3600}{11.5}$ = 939 On prend N = 1000.

t: durée de la tempête

T_m : période moyenne de la houle

Dans les conditions d'eau peu profonde, $H_{2\%}/H_S$ = 1.35 pour les fonds marins moins profonds que 3.5m et 1.2 pour les fonds marins de 3.5 à 6 m de profondeur.

Le tableau suivant montre les relations entre les différentes périodes de la houle :

Tableau IV.2. Relations entre les différentes périodes de la houle

Point	T_p/ T_m	$T_p/ T_{m-1.0}$
C008	1.18	1.1
C009	1.20	1.1
C010	1.20	1.1

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Dimensions de la carapace

D_{n50} calculé	(m)	1.08
M_{50} calculé	(kg)	3338.23
M_{50} adopté	(kg)	4500
D_{n50} adopté	(m)	1.19
catégorie d'enrochement adoptée	3000 kg ~6000kg	

IV.3.1.2. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche

D_{n50} = 1.15 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d = 2.38m

IV.3.1.3. Dimensionnement de la sous couche

Le poids de la sous couche peut être calculé à l'aide des recommandations du Rock Manual suivantes :

$$\frac{M_{50a}}{15} < M_{50u} < \frac{M_{50a}}{10}$$

Avec :

M_{50a} : Masse de l'enrochement naturel de la carapace

M_{50u} : Masse de l'enrochement naturel de la sous couche

L'épaisseur de la sous couche est donné par la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n : nombre de couches

k_t : coefficient d'épaisseur de couche

D_{n50} : diamètre nominal du bloc de la sous couche

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Dimensions de la sous-couche

Paramètre	unité	valeur
M_{50a}/15	(Kg)	300
M_{50a}/10	(Kg)	450
M_{50u}	(Kg)	400
D_{n50}	(m)	0.532
t_d	(m)	1.06
catégorie d'enrochement adoptée	300 kg ~500kg	

IV.3.1.4. Dimensionnement de la butée de pied

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

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \tan\alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Avec:

γ_s = 2.65 t/m^3: Masse volumique des blocs utilisés (enrochement naturel)
γ_w = 1.025 t/m^3: Masse volumique de l'eau de mer
α : Angle du talus ($\tan\alpha$=2/3)
K_D = 3.5: Coefficient de stabilité pour les enrochements naturels
H_S = 2.7 m: Hauteur significative de la houle
h = 3.5 m: Profondeur au pied de l'ouvrage avec $1.2H_S < h < 1.3H_S$, on prend $h = 1.2H_S$

$$W_b = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2650 \times 2.7^3 \times (\frac{2}{3})}{\left(\frac{2650}{1025} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{2.7}{3.24}\right) = 205.97 \text{ Kg}$$

On choisit une catégorie d'enrochement de 200~300 Kg

IV.3.2. Portion 02

IV.3.2.1. Poids des blocs de la carapace

a) Enrochements naturels

Dans cette partie de l'ouvrage H_S = 4.3m, on peut réaliser une carapace en enrochement naturel ou artificiel. Le calcul pour un enrochement naturel est présenté si dessous. Le dimensionnement se fait avec la formule de Van Der Meer.

Tableau IV.5. Paramètres de Van Der Meer pour la portion 02

Paramètre	unité	valeur	Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	4.3	α	(-)	3/2
Fond marin	(m)	-4.50	cotα	(-)	1.50
Niveau d'eau	(m)	+1.0	P	(-)	0.40
H	(m)	5.50	N	(-)	1000
h/ $3H_S$	(-)	0.42	$H_{2\%}/H_S$	(-)	1.20
ρ_s	(Kg/m^3)	2650	S_d	(-)	2
ρ_w	($Kg/m^{3)}$)	1025	$\xi_{s-1.0}$	(-)	4.97
T_p	(s)	13.60	ξ_{cr}	(-)	4.63
$T_{m-1.0}$	(s)	12.36	$\xi_{s-1.0}$ / ξ_{cr}	(-)	1.07
Conclusion	Formule de Van Der Meer en eau peu profonde pour un déferlement gonflant				

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Dimensions de la carapace pour la portion 02

D_{n50} calculé	(m)	1.69
M_{50} calculé	(kg)	12791
M_{50} adopté	(kg)	13000
D_{n50} adopté	(m)	1.7

IV.3.2.2. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_tD_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche

D_{n50} = 1.7 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d = 3.4m

b) Enrochements artificiels

On choisit une carapace en enrochement artificiels composés de blocs ACCROPODES qui sera dimensionnée avec la formule de Hudson.

Tableau IV.7. Paramètres d'Hudson pour les portions 03 et 04

Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	4.3
ρ_s	(Kg/m^3)	2400
ρ_w	(Kg/m^3)	1025
Δ	(-)	1.34
K_D	(-)	12
α	(-)	4/3
cotα	(-)	1.33

Tableau IV.8. Coefficient K_D pour les accropodes

Conditions de houle	Profil courant	Profil musoir
Vagues non déferlantes	15	11.5
Vagues déferlantes	12	9.5

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Dimensions de la carapace pour les portions 03 et 04

M_{50} calculé	(kg)	4952.76
V adopté	(m^3)	2
M_{50} adopté	(kg)	4800
D_{n50} adopté	(m)	1.26

IV.3.2.3. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_tD_{n50}$$

Avec :

n = 1: nombre de couches

k_t = 1.29 : coefficient d'épaisseur de couche pour les ACCROPODES

D_{n50} = 1.44 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d = 1.63m

Donc choisit la carapace en enrochements artificiels parce que la taille des blocs naturels requis est très grande.

IV.3.2.4. Nombre de blocs par unité de surface

Le nombre de blocs par unité de surface est fourni directement par le fabriquant pour chaque bloc en fonction des paramètres suivants :

Tableau IV.10. Nombre de blocs par unité de surface

Volume (m^3)	Porosité (%)	Nombre de blocs ($/m^2$)
2	50	0.406
3	50	0.31
10	50.83	0.12
16	51.55	0.098

Donc, dans notre cas, on a 0.406 blocs/m^2

IV.3.2.5. Dimensionnement de la sous couche

La sous couche est dimensionné selon les recommandations du Rock Manual suivantes :

Type d'enrochement artificiel	Masse de l'enrochement naturel de la sous-couche, M_u, par rapport à la masse des blocs de la carapace, M_a		
Cubes en une couche	$M_{50,u} = 0.07\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.10\ M_a$
Blocs imbriqués en une couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.07\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.14\ M_a$
Carapace en double couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.15\ M_a$

Figure IV.1. Masse de l'enrochement de la sous couche selon le Rock Manual

Dans notre cas, Le type d'enrochement artificiel est blocs imbriqués en une couche, donc les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Masse et catégorie d'enrochement de la sous couche

Paramètre	unité	valeur
$M_{50,u}$	(Kg/m^3)	480
$M_{min,u}$	(Kg/m^3)	336
$M_{max,u}$	(Kg/m^3)	672
$M_{50,u}$ adopté	(Kg/m^3)	500
D_{n50}	(m)	0.59
catégorie d'enrochement adoptée	400~600	

L'épaisseur de la sous couche est donné par la formule suivante :

$$t_d = nk_tD_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche pour l'enrochement naturel en double couches

D_{n50} : diamètre nominal du bloc

$$\text{Donc : } t_d = 1.19\ \text{m}$$

IV.3.2.6. Dimensionnement de la butée de pied

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

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \tan\alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Avec:

γ_s = 2.4 t/m^3: Masse volumique des blocs utilisés (enrochement artificiel)
γ_w =1.025 t/m^3: Masse volumique de l'eau de mer
α : Angle du talus ($\tan\alpha$=4/3)
K_D = 12: Coefficient de stabilité pour les ACCROPODES
H_S = 4.3 m: Hauteur significative de la houle
h : Profondeur au pied de l'ouvrage avec $1.2H_S < h < 1.3H_S$, on prend $h=1.2\ H_S$

$$W_b = \frac{0.1}{12} \times \left[\frac{2400 \times 4.3^3 \times (\frac{4}{3})}{\left(\frac{2400}{1025} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{4.3}{5.16}\right) = 457.21 \text{ kg}$$

On choisit la catégorie d'enrochement de 400~500 kg

IV.3.3. Portions 03 et 04

Dans cette partie de l'ouvrage H_S=4.8m, Donc on choisit une carapace en enrochement artificiels composés de blocs ACCROPODES qui sera dimensionnée avec la formule de Hudson.

IV.3.3.1. Poids des blocs de la carapace

Tableau IV.12. Paramètres d'Hudson pour les portions 03 et 04

Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	4.8
ρ_s	(Kg/m^3)	2400
ρ_w	(Kg/m^3)	1025
Δ	(-)	1.34
K_D	(-)	12
α	(-)	4/3
cotα	(-)	1.33

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13. Dimensions de la carapace pour les portions 03 et 04

M_{50} calculé	(kg)	6889.14
V adopté	(m^3)	3
M_{50} adopté	(kg)	7200
D_{n50} adopté	(m)	1.44

IV.3.3.2. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n = 1: nombre de couches

k_t = 1.29 : coefficient d'épaisseur de couche pour les ACCROPODES

D_{n50} = 1.44 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d=1.86m

IV.3.3.3. Nombre de blocs par unité de surface

Le nombre de blocs par unité de surface est choisi selon le tableau IV.10.

Donc pour des ACCROPODES de 7200 kg dont le volume est de $3m^3$ et la porosité est de 50%

On a 0.31 blocs/m^2.

IV.3.3.4. Dimensionnement de la sous couche

La sous couche est dimensionné selon les recommandations du Rock Manual suivantes :

Type d'enrochement artificiel	Masse de l'enrochement naturel de la sous-couche, M_u, par rapport à la masse des blocs de la carapace, M_a		
Cubes en une couche	$M_{50,u} = 0.07\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.10\ M_a$
Blocs imbriqués en une couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.07\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.14\ M_a$
Carapace en double couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.15\ M_a$

Figure IV.2. Masse de l'enrochement de la sous couche selon le Rock Manual

Dans notre cas, Le type d'enrochement artificiel est blocs imbriqués en une couche, donc les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche

Paramètre	unité	valeur
$M_{50,u}$	(Kg)	720
$M_{min,u}$	(Kg)	504
$M_{max,u}$	(Kg)	1008
$M_{50,u}$ adopté	(Kg)	750
D_{n50}	(m)	0.678
catégorie d'enrochement adoptée	500 kg ~1000kg	

L'épaisseur de la sous couche est donné par la formule suivante :

$$t_d = nk_tD_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche pour l'enrochement naturel en double couches

D_{n50} : diamètre nominal du bloc

$$\text{Donc : } t_d = 2 \times 1 \times 0.657 = 1.36 \text{ m}$$

IV.3.3.5. Dimensionnement de la butée de pied

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

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \tan\alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3}\right] \times \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Avec:

γ_s= 2.4 t/m^3: Masse volumique des blocs utilisés (enrochement artificiel)

γ_w=1.025 t/m^3: Masse volumique de l'eau de mer

α: Angle du talus (tanα=4/3)

K_D=12: Coefficient de stabilité pour les Accropodes

H_s=4.8 m: Hauteur significative de la houle

h : Profondeur au pied de l'ouvrage avec $1.2H_s<h<1.3H_s$, on prend h=1.2 H_s

$$W_b = \frac{0.1}{12} \times \left[\frac{2400 \times 4.3^3 \times (\frac{4}{3})}{\left(\frac{2400}{1025} - 1\right)^3}\right] \times \left(\frac{4.3}{5.76}\right) = 635.98 \text{ kg}$$

On choisit la catégorie d'enrochement de 500~700 kg

IV.3.4. Portions 05

Dans cette partie de l'ouvrage H_S = 7m, Donc on choisit une carapace en enrochement artificiels composés de blocs ACCROPODES qui sera dimensionnée avec la formule de Hudson.

IV.3.4.1. Poids des blocs de la carapace

Tableau IV.15. Paramètres d'Hudson pour les portions 05

Paramètre	unité	valeur
H_s	(m)	7
ρ_s	(Kg/m^3)	2400
ρ_w	(Kg/m^3)	1025
Δ	(-)	1.34
K_D	(-)	12
α	(-)	4/3
cotα	(-)	1.33

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16. Dimensions de la carapace pour la portion 05

M_{50} calculé	(kg)	21366.62
V adopté	(m^3)	10
M_{50} adopté	(kg)	24000
D_{n50} adopté	(m)	2.15

IV.3.4.2. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n = 1: nombre de couches

k_t = 1.29 : coefficient d'épaisseur de couche pour les ACCROPODES

D_{n50} = 2.15 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d=2.70m

IV.3.4.3. Nombre de blocs par unité de surface

Le nombre de blocs par unité de surface est choisi selon le tableau IV.10.
Donc pour des ACCROPODES de 24000 kg dont le volume est de $10m^3$ et la porosité est de 50.83%

On a 0.137 blocs/m^2.

IV.3.4.4. Dimensionnement de la sous couche

Tableau IV.17. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche

Paramètre	unité	valeur
$M_{50,u}$	(Kg)	2400
$M_{min,u}$	(Kg)	1680
$M_{max,u}$	(Kg)	3360
$M_{50,u}$ adopté	(Kg)	2500
D_{n50}	(m)	1.01
catégorie d'enrochement adoptée	2000 kg ~3000kg	

L'épaisseur de la sous couche est donné par la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche pour l'enrochement naturel en double couches

D_{n50} = 1.01 : diamètre nominal du bloc

Donc :

$$t_d = 2 \times 1 \times 1.04 = 2.02 \text{ m}$$

IV.3.4.5. Dimensionnement de la butée de pied

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

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \tan\alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Avec:

γ_s = 2.4 t/m^3: Masse volumique des blocs utilisés (enrochement artificiel)
γ_w =1.025 t/m^3: Masse volumique de l'eau de mer
α : Angle du talus ($\tan\alpha$=4/3)
K_D = 12: Coefficient de stabilité pour les accropodes
H_S = 4.8 m: Hauteur significative de la houle
h : Profondeur au pied de l'ouvrage avec $1.2H_S < h < 1.3H_S$, on prend $h = 1.2\ H_S$

$$W_b = \frac{0.1}{12} \times \left[\frac{2400 \times 4.3^3 \times (\frac{4}{3})}{\left(\frac{2400}{1025} - 1\right)^3} \right] \times \left(\frac{7}{8.4}\right) = 1972.47 \text{ kg}$$

On choisit la catégorie d'enrochement de 1500~2500 kg

IV.3.5. Le Musoir

La figure suivante montre les règles et recommandations de conception et de dimensionnement des musoirs réalisés avec des blocs accropodes :

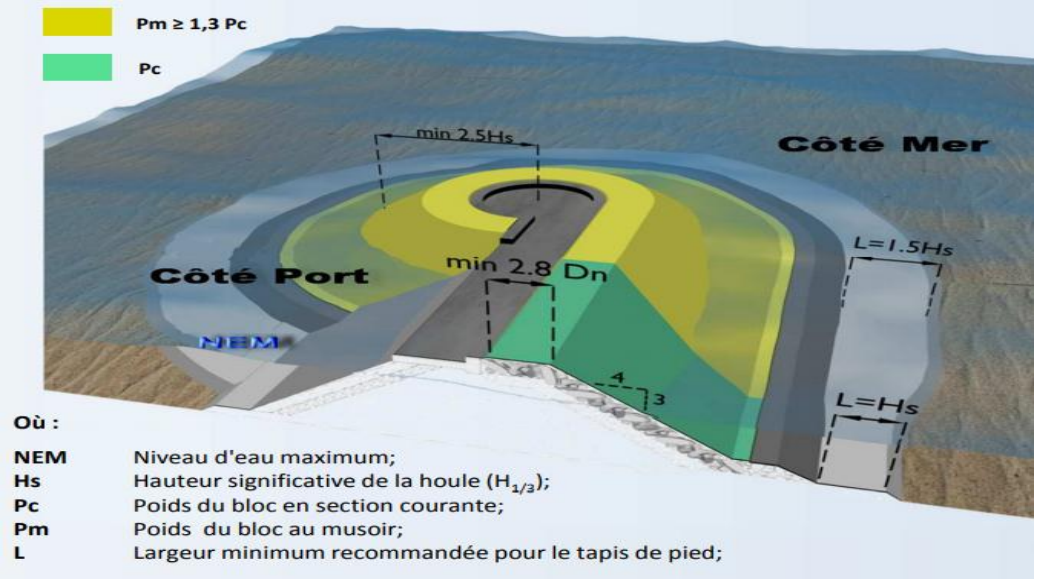


Figure IV.3. Recommandations pour la conception du musoir

On remarque que le poids des blocs calculé doit être augmenté de 30% au minimum dans cette partie de l'ouvrage.

IV.3.5.1. Poids des blocs de la carapace

Tableau IV.18. Paramètres d'Hudson-Profil musoir

Paramètre	unité	valeur
H_s	(m)	7
ρ_s	(Kg/m^3)	2400
ρ_w	(Kg/m^3)	1025
Δ	(-)	1.34
K_D	(-)	9.5
α	(-)	4/3
$\cot\alpha$	(-)	1.33

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19. Dimensions de la carapace-Profil musoir

M_{50} calculé	(kg)	26989.42
V adopté	(m^3)	16
M_{50} adopté	(kg)	38400
D_{n50} adopté	(m)	2.52

IV.3.5.2. Epaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$t_d = nk_t D_{n50}$$

Avec :

n = 1: nombre de couches

k_t = 1.29 : coefficient d'épaisseur de couche pour les ACCROPODES

D_{n50} = 2.52 : diamètre nominal du bloc

Donc t_d = 3.25m

IV.3.5.3. Nombre de blocs par unité de surface

Le nombre de blocs par unité de surface est choisi selon le tableau IV.10.

Donc pour des Accropodes de 38400 kg dont le volume est de $16m^3$ et la porosité est de 51.55% :

On a 0.098 blocs/m^2.

IV.3.5.4. Dimensionnement de la sous couche

Tableau IV.20. Masse et catégorie de l'enrochement de la sous couche

Paramètre	unité	valeur
$M_{50,u}$	(Kg)	3840
$M_{min,u}$	(Kg)	2688
$M_{max,u}$	(Kg)	5376
$M_{50,u}$ adopté	(Kg)	3000
D_{n50}	(m)	1.08
catégorie d'enrochement adoptée	2000 kg ~4000kg	

L'épaisseur de la sous couche est donné par la formule suivante :

$$t_d = nk_tD_{n50}$$

Avec :

n = 2: nombre de couches

k_t = 1 : coefficient d'épaisseur de couche pour l'enrochement naturel en double couches

D_{n50} = 1.08 : diamètre nominal du bloc

Donc :

$$t_d = 2 \times 1 \times 1.04 = 2.15 \text{ m}$$

IV.3.5.5. Dimensionnement de la butée de pied

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

$$W_b = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \tan\alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3}\right] \times \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Avec:

γ_s = 2.4 t/m^3: Masse volumique des blocs utilisés (enrochement artificiel)
γ_w = 1.025 t/m^3: Masse volumique de l'eau de mer
α : Angle du talus ($\tan\alpha$=4/3)
K_D = 9.5: Coefficient de stabilité pour les Accropodes
H_S = 7 m: Hauteur significative de la houle
h : Profondeur au pied de l'ouvrage avec $1.2H_S < h < 1.3H_S$, on prend $h = 1.2\ H_S$

$$W_b = \frac{0.1}{9.5} \times \left[\frac{2400 \times 7^3 \times (\frac{4}{3})}{\left(\frac{2400}{1025} - 1\right)^3}\right] \times \left(\frac{7}{8.4}\right) = 2491.54 \text{ kg}$$

On choisit la catégorie d'enrochement de 2000~3000 kg

IV.3.6. Dimensionnement du talus arrière

La partie intérieure de la jetée est soumise à une agitation dont la hauteur de la houle est de 1.8 m. Cette partie peut être divisée en deux zones : Une zone considérée en eau peu profonde (h<3Hs) et une zone considérée en eaux profondes (h > 3Hs). Le dimensionnement du talus arrière de la jetée est fait selon les recommandations de Van Der Meer pour chaque zone.

IV.3.6.1. Zone en eaux peu profondes

Tableau IV.21. Paramètres de Van Der Meer en eau peu profonde

Paramètre	unité	valeur	Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	1.8	α	(-)	3/2
Fond marin	(m)	-4	cotα	(-)	1.5
Niveau d'eau	(m)	+1.0	P	(-)	0.4
h	(m)	5	N	(-)	1000
h/ $3H_S$	(-)	0.92	$H_{2\%}/H_S$	(-)	1.35
ρ_s	(Kg/m^3)	2650	S_d	(-)	2
ρ_w	($Kg/m^{3)}$)	1025	$\xi_{s-1.0}$	(-)	7.72
T_p	(s)	13.6	ξ_{cr}	(-)	4.63
$T_{m-1.0}$	(s)	12.36	$\xi_{s-1.0}$ / ξ_{cr}	(-)	1.67
Conclusion	Formule de Van Der Meer en eau peu profonde pour un déferlement gonflant				

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22. Dimensions des blocs de la carapace arrière-eaux peu profondes

D_{n50} calculé	(m)	0.36
M_{50} calculé	(kg)	123.6
M_{50} adopté	(kg)	200
D_{n50} adopté	(m)	0.42
catégorie d'enrochement adoptée	100 kg ~300 kg	

IV.3.6.2. Zone en eaux profondes

Tableau IV.23. Paramètres de Van Der Meer en eau profonde

Paramètre	unité	valeur	Paramètre	unité	valeur
H_S	(m)	1.8	α	(-)	3/2
Fond marin	(m)	-11	cotα	(-)	1.5
Niveau d'eau	(m)	+1.0	P	(-)	0.4
h	(m)	12	N	(-)	1000
h/ $3H_S$	(-)	2.22	$H_{2\%}/H_S$	(-)	1.35
ρ_s	(Kg/m^3)	2650	S_d	(-)	2
ρ_w	($Kg/m^{3)}$)	1025	ξ_m	(-)	7.7
T_p	(s)	15.5	ξ_{cr}	(-)	4.43
T_m	(s)	12.3	ξ_m / ξ_{cr}	(-)	1.74
Conclusion	Formule de Van Der Meer en eau profonde pour un déferlement gonflant				

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.24. Dimensions des blocs de la carapace arrière – eaux profondes

D_{n50} calculé	(m)	0.63
M_{50} calculé	(kg)	662.62
M_{50} adopté	(kg)	750
D_{n50} adopté	(m)	0.66
catégorie d'enrochement adoptée	500 kg ~1000 kg	

On préfère adopter la catégorie d'enrochement 500 kg ~1000 kg pour toute la digue.

IV.3.7. Poids du noyau et vérification des lois de Terzaghi

IV.3.7.1. Poids du noyau

Le poids du noyau est donné par $W_{noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000}$

Tableau IV.25. Poids du noyau

Portion	$W_{carapace}$/4000 en kg	Choix de W_{noyau} en kg
1	1.125	0~500
2	1.2	
3 et 4	1.8	
5	6	
Musoir	9.6	

IV.3.7.2. Vérification des lois de Terzaghi

Le noyau, sur lequel doivent reposer les enrochements de protection, à souvent une granulométrie plus fine, ce qui crée un risque de détérioration de l'ouvrage par départ de particules à travers les vides du corps d'enrochements.

Les lois de Terzaghi permettent de vérifier le non entrainement des particules de la couche de transition et du noyau. Les lois à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5 \qquad 4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 20 \qquad \frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 5$$

Les résultats de calcul sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.26. Paramètres de vérification des lois de Terzaghi

Portion	couche	w_i	w_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
1	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	300	500	0.6	0.71	0.617	0.656	0.695
2	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	400	600	0.66	0.756	0.675	0.7	0.74
3 et 4	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	500	1000	0.71	0.9	0.75	0.8	0.87
5	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	2000	3000	1.13	1.29	1.15	1.21	1.27
musoir	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	2000	4000	1.13	1.42	1.17	1.28	1.38
Talus arrière	Noyau	0	500	0	0.71	0.1	0.36	0.6
	filtre	500	1000	0.71	0.9	0.74	0.8	0.87

Tableau IV.26. Vérification des lois de Terzaghi

Portion	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}}$	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}}$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}}$
01	1.02	5.78	1.84
	Ok	Ok	Ok
02	1.12	6.32	1.2
	Ok	Ok	Ok
03 et 04	1.22	6.92	2.26
	Ok	Ok	Ok
05	1.9	10.8	3.4
	Ok	Ok	Ok
Musoir	1.94	10.99	3.58
	Ok	Ok	Ok
Talus arrière	1.22	6.93	2.26
	Ok	Ok	Ok

IV.4. Dimensionnement du mur de couronnement

IV.4.1. La revanche de crête R_C

Selon le guide Eurotop2007, le franchissement de la houle au-dessus du mur de couronnement est estimé par les formules suivantes :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2\exp(-2.3\frac{R_C}{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta}) \qquad \text{Pour } \xi_{m\text{-}1.0} \leq 5$$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.21\exp(-\frac{R_C}{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta(0.33+0.022\xi_{m-1.0})}) \qquad \text{Pour } \xi_{m\text{-}1.0} \geq 7$$

Une interpolation linéaire est réalisée pour estimer le franchissement si $5 < \xi_{m\text{-}1.0} < 7$.

Avec :

q : Franchissement de la houle

H_{m0} : Houle de projet

R_C : Revanche de crête

γ_f : Facteur d'influence de la rugosité des blocs de la carapace

γ_β : Facteur d'influence de la houle oblique

$\xi_{m\text{-}1.0}$: Facteur de déferlement

Pour les jetées avec mur de couronnement, sur lequel sont situés des structures ou équipements tel que les pipelines, le franchissement de la houle est limité à des valeurs q<1l/s/m. En limitant le franchissement à une valeur de 0.001l/s/m, on obtient les formules suivantes permettant de déterminer R_C :

$$R_C = -\frac{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta}{2.3}\ln\frac{0.001}{0.2\sqrt{gH_{m0}^3}} \quad \text{Pour } \xi_{m-1.0} \leq 5$$

$$R_C = \gamma_f\gamma_\beta H_{m0}(0.33 + 0.022\xi)\ln\frac{0.001}{0.21\sqrt{gH_{m0}^3}} \quad \text{Pour } \xi_{m-1.0} \geq 7$$

Une interpolation linéaire est réalisée pour le calcul de la valeur de R_C si $5 < \xi_{m-1.0} < 7$.

Les résultats sont fournis dans le tableau suivant :

Tableau IV.28. Valeurs de la revanche de crête pour chaque portion

Portion	$\xi_{m-1.0}$	R_C(m)
01	6.27	3.6
02	5.59	5.9
03 et 04	5.29	6.6
05	5	10.7

IV.4.2. Dimensions du mur de couronnement

Le mur de couronnement est composé de deux parties :

Le mur de garde : qui sollicité principalement par les efforts de la houle.

La base du mur : qui est une dalle qui doit servir de support pour les équipements ainsi que de dalle de roulement pour les véhicules.

Donc l'ouvrage doit supporter des efforts significatifs dus aux charges mentionnés précédemment et doit assurer une stabilité globale vis-à-vis du glissement et du renversement donc on doit choisir des dimensions suffisantes pour reprendre les efforts et assurer un poids propre suffisant.

Donc, on choisit une épaisseur de 1m, pour les portions1, 2,3 et 4 et 1.5 pour la portion 5 et le musoir, pour le mur de garde et une épaisseur de 1.5m pour la dalle.
La hauteur du mur est calculée en fonction des calculs des franchissements réalisés précédemment, de ce fait on choisit de diviser l'ouvrage en deux parties :

Partie 01 : Allant de l'enracinement jusqu'au coude (de 00 à 378 m).
On choisit de réaliser cette partie en prenant la revanche de crête R_C = 6.6m pour assurer la protection des pipelines et de leurs supports dont la hauteur est de 2.8m donc la hauteur du mur dans cette partie est de 4.4m.

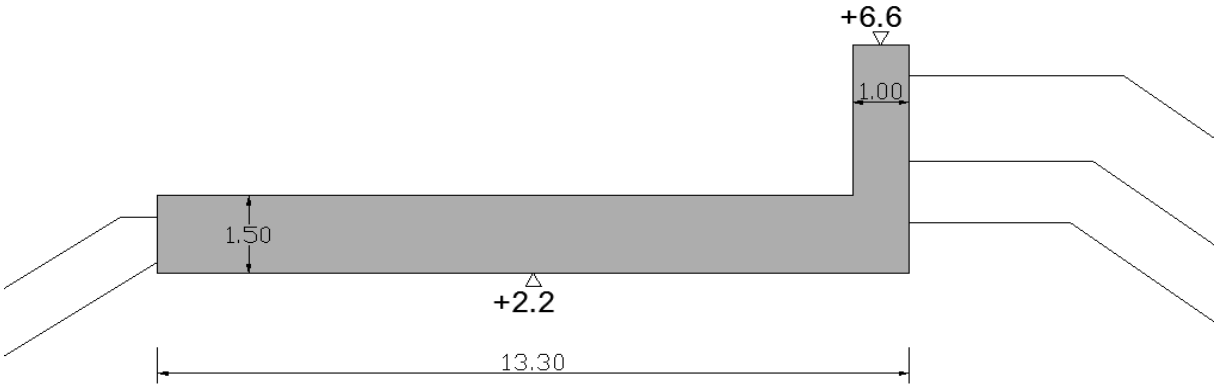


Figure IV.4. Dimensions et niveau du mur de couronnement partie 01.

Partie 02 : Allant du coude jusqu'à la fin de la digue (de 378 à 874 m)

On choisit de réaliser cette partie en prenant la revanche de crête R_C = 10.7m donc la hauteur du mur est de 8.5m.

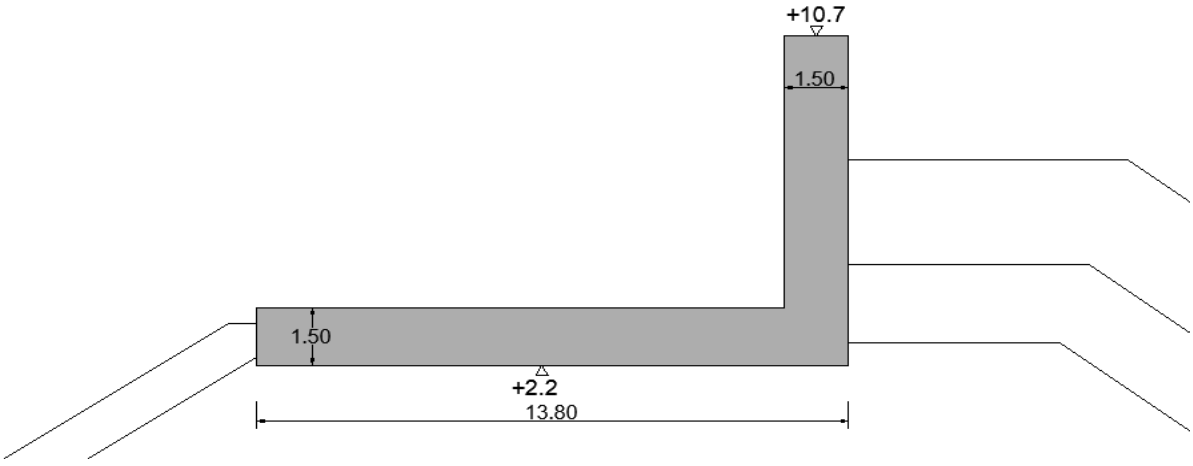


Figure IV.5. Dimensions et niveau du mur de couronnement partie 02.

IV.4.3. Actions et sollicitations

IV.4.3.1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont les charges s'appliquant sur le mur de manière continue et sont les suivantes :

IV.4.3.1.1. Poids propre du mur

La charge permanente due au poids propre de la structure peut être calculée avec la densité des matériaux comme suit :

$$P_G = S_{mur} \times \gamma_{ba}$$

Avec :

S_{mur} : Surface de la section du mur.

γ_{ba}: Masse volumique du béton.

IV.4.3.1.2. Charge des pipelines et de leur support (Pipe Rack)

La charge du pipe rack s'applique à la partie de la jetée est avec pipelines. Le pipe rack est placé sur une largeur de 6m et sa hauteur est de 2.8m et dont le poids propre est de 26.1 KN/ml. En dépit du poids propre, une charge est induite par le débit de liquide dans les pipelines et transférée à la structure par les supports, cette charge est estimée à 14.7 KN/ml mais considérée comme charge d'exploitation.

Tableau IV.29. Charges appliquée par le Pipe Rack.

	Poids propre	Charge d'exploitation
La force verticale (KN)	26.1	14.7

IV.4.3.2. Charges d'exploitation

IV.4.3.2.1. Charge des véhicules

Pour la construction de la jetée, des grues sur chenilles de 75t (véhicule le plus lourd circulant sur l'ouvrage) en état de déplacement et de fonctionnement doivent être prises en compte. La charge uniformément répartie est une charge équivalente par la grue à chenilles de 75t. La largeur des chenilles est de 0.8m ce qui nous ramène à une charge équivalente de 75×0.8×2 = 120KN. Du fait que la voie de circulation est de largeur de 6m, la charge uniformément répartie est alors : 120/6 = 20KN/m.

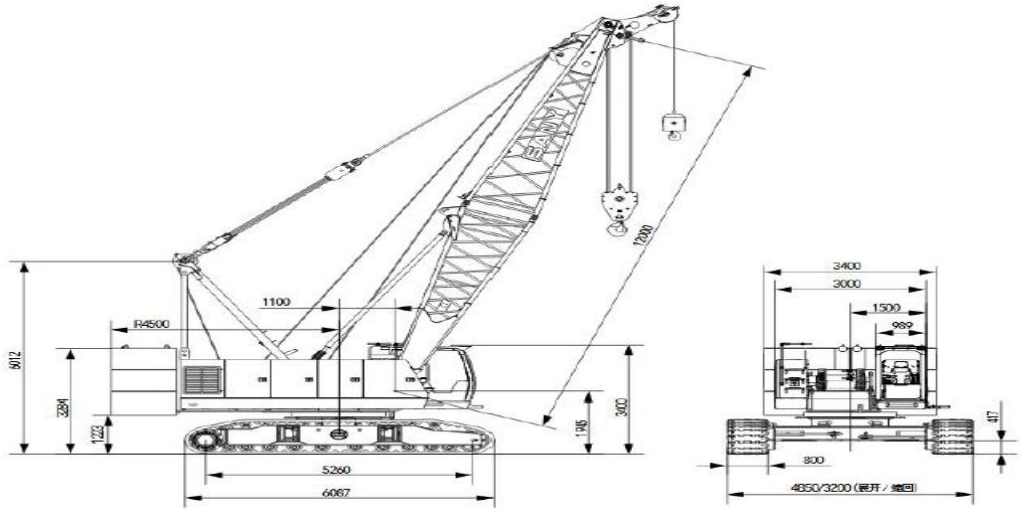


Figure IV.6. Croquis de la grue mobile 75t

IV.4.3.2.2. Efforts de la houle

Selon le Rock Manual, la charge des vagues exercée sur le mur de couronnement peut être estimée par des formules proposées par Jensen (1984) et Bradbury et al (1988), Pedersen (1996) et Martin et al (1999).

Le choix entre les méthodes n'est pas soumis à des critères généraux mais il est possible d'avoir aperçu du phénomène physique à l'aide de la formule de Martin, du fait de la séparation entre les forces d'impact et les forces dynamiques et de la possibilité d'obtenir la

distribution de probabilité des forces de la houle à partir de celle des hauteurs de chaque vague. Donc on choisit d'utiliser cette méthode pour le calcul des forces de la houle s'exerçant sur le mur de couronnement.

Martin a déterminé que la distribution temporelle de la pression sur l'élément de couronnement présente deux pics. Le premier pic (pression d'impact) est occasionné par le changement brutal de la direction du front de la vague à cause du mur ; 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.

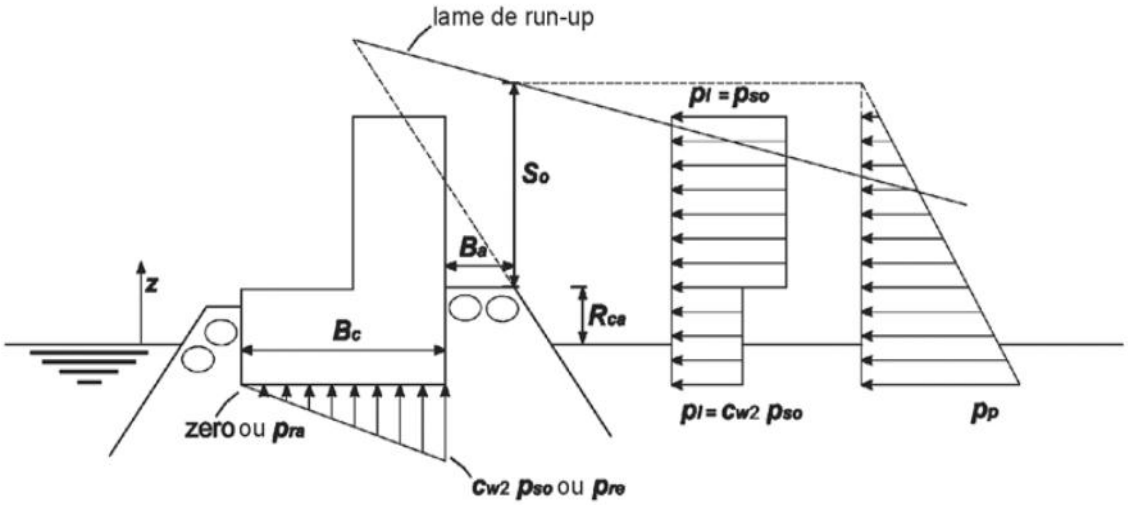


Figure IV.7. Distribution des pressions selon Martin

Le calcul des pressions se fait de la manière suivante :

La pression d'impact est calculée différemment pour la zone du mur nu et celle protégée par les blocs de carapace.

Pour la partie nue, le calcul de la pression horizontale d'impact se fait à l'aide de la formule suivante :

$$pi(z) = p_{s0} = c_{w1} \times \rho \times g \times S_0$$

Avec:

$S_0 = H(1-R_{ca}/R_u)$

$R_u/H = A_u(1-\exp(B_u \cdot \xi))$

$c_{w1} = 2.9((R_u/H)\cos\alpha)^2$

Pour la partie protégée, le calcul se fait à l'aide de la formule suivante:

$$p_S = c_{w2} \times p_{s0}$$

Avec:

$c_{w2} = 0.8\exp(-10.9\ B_a/L_p)$

La pression verticale d'impact est déduite de la manière suivante :

$p_{i1} = p_i$: Pression verticale d'impact côté mer

$p_{i2}=0$: Pression verticale d'impact coté intérieur du mur

La pression horizontale d'effondrement est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$p_P(z) = c_{w3} \times \rho_w \times g \times (S_0 + R_{ca} - z)$$

Avec:

$c_{w3} = a\exp(c_0)$

$c_0 = c(H/L_P - b)^2$

La pression verticale d'effondrement est déduite de la manière suivante :

$p_{re} = p_p$: Pression verticale d'effondrement côté mer

p_{ra} : Pression verticale d'effondrement côté intérieur du mur déterminée à partir de rapport (p_{ra}/p_{re}) défini dans le Rock Manual.

Avec :

S_0 : le niveau maximal de run-up.

c_{w1},c_{w2} : coefficients permettant de déterminer la pression horizontale d'impact.

L_p : longueur d'onde locale de la houle.

R_u : le run-up de la houle.

A_u, B_u : coefficients de run-up

ξ : Le paramètre de déferlement définit par $\tan\alpha/(H/L_0)^{0.5}$, avec $H= 1.8H_S$ la hauteur de dimensionnement de la houle au pied de l'ouvrage et L_0 est la longueur d'onde au large.

c_{w3} : coefficient empirique

a, b et c : Coefficients empiriques

L_{OP} : longueur d'onde au large est égale gT^2

- **Résultats des calculs**

Apres avoir exposé la méthodologie de Martin, nous présentons dans le tableau suivant les résultats de calcul des coefficients de Martin et des efforts de la houle.

Tableau IV.30. Paramètres et résultats de calcul de la méthode de Martin

Paramètres		Unités	P01	P02	P03 et 04	P05	Musoir
Hauteur significative de la houle	H_S	(m)	2.7	4.3	4.8	7	7
Période de la houle	T_P	(-)	13.5	13.5	13.5	15.5	15.5
période moyenne de la houle	T_m	(-)	11.40	11.40	11.40	12.9	12.9
Pente du talus	α	(-)	1.50	1. 33	1.33	1.33	1.33
Niveau du mur	R_C	(m)	6.60	6.60	6.60	10.7	10.7
Niveau de la carapace	R_{ca}	(m)	6	6	6	7.5	8.2
Largueur de la berme	B_a	(m)	3.6	3.8	4.35	6.5	7.6
Hauteur du mur	d_c	(m)	4.4	4.4	4.4	8 .5	8.5
Base du mur	B_c	(m)	13.30	13.30	13.30	13.80	13.80
Hauteur maximale des vagues	H	(m)	4.86	7.74	8.64	12.6	12.6
Longueur d'onde en eau profonde	L_{OP}	(-)	284.5	284.5	284.5	375. 1	375.1
Longueur d'onde locale	L_P	(-)	192.0	192.0	192.00	168.0	168.0
Paramètre de déferlement	ξ	(-)	5.1	4.5	4.3	4.1	4.1
Pression d'impacte							
Coefficient	A_u	(-)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Coefficient	B_u	(-)	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
Le run-up de la houle	R_u	(-)	3.78	5.93	6.57	9.5	9.5
Le run-up maximal	S_0	(-)	-1 .57	1.21	2.24	4.1	3.05
Coefficient	c_{w1}	(-)	1.21	1.09	1.07	1.05	1.05
Pression d'impact sur la partie non protégé du mur	p_i	(KPa)	-19.2	13.26	24.1	43.3	32.2
Coefficient	c_{w2}	(-)	0.65	0.65	0.62	0.55	0.49
Pression d'impact partie protégé du mur	p_S	(KPa)	-12.5	8.61	14.94	23.4	15.78
Pression verticale d'impact côté mer	p_{i1}	(KPa)	-12.5	8.61	14.94	23.4	15.78
Pression verticale d'impact coté intérieur de mur	P_{i2}	(KPa)	0	0	0	0	0
Force horizontale résultant de pression d'impact de la houle	F_{Sh}	(KN)	-59	40.68	71.23	262.58	175.18
Force verticale résultant de pression d'impact de la houle	F_{iv}	(KN)	-146.3	57.25	99.35	161.46	108.9
Moment induit par la force horizontale	M_{Sh}	(KN.m)	-137.5	94.78	167.15	1284.71	867.67
Moment induit par la Force verticale	M_{iv}	(KN.m)	-1296.21	507.57	851.43	1485.43	1001.88

Pression d'effondrement							
Rapport largeur de berme/diamètre nominal	B_a/D_{n50}	(m)	3	3	3	3	3
Coefficients	a	(-)	0.296	0.296	0.296	0.296	0.296
	b	(-)	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073
	c	(-)	383.1	383.1	383.1	383.1	383.1
	c_{w3}	(-)	0.71	0.45	0.4	0.3	0.3
Pression d'effondrement crête du mur	p_{p1}	(KPa)	-15.44	2.76	6.6	2.71	1.7
Pression d'effondrement en bas du mur	p_{p2}	(KPa)	15.86	22.66	24.3	28.4	27.3
Pression verticale d'effondrement côté mer	p_{re}	(KPa)	15.86	22.66	24.3	28.4	27.3
Rapport des pressions	p_{ra}/p_{re}	(-)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Pression verticale d'effondrement coté intérieur de mur	p_{ra}	(KPa)	7.13	10.19	10.9	12.78	12.3
Force horizontale de pression d'effondrement de la houle	F_{ph}	(KN)	1	55	67.98	132.22	123.25
Force verticale de pression d'effondrement de la houle	F_{pv}	(KN)	153	218.90	234.08	284.14	273.24
Moment induit par la force horizontale	M_{ph}	(KN.m)	-50	90	121	561.94	523.8
Moment induit par la force verticale	M_{pv}	(KN.m)	1147.5	1641.75	1755.6	2207.77	2123.07

IV.4.4. Vérification de la stabilité du mur

La stabilité des murs de couronnement vis-à-vis le glissement et le renversement peut être évalué à la des critères définit par les équations du Rock Manual suivantes :

$f(F_G - F_U) \geq F_h$ pour la stabilité vis-à-vis le glissement .

$M_G - M_U \geq M_h$ pour la stabilité vis-à-vis le renversement.

Avec :

F_G : poids propre du mur de couronnement.

F_U : force de soulèvement induite par la houle.

F_h : force horizontale de la houle.

f : coefficient de frottement égale 0.5 pour les murs sans brèche.

M_G : moment stabilisateur du au poids du mur de couronnement.

M_U : moment induit par la force de soulèvement.

M_h : moment induit la force horizontale.

Les moments stabilisateurs sont calculés et présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV.31. Valeurs des poids et des moments

		Partie 01	Partie 02
Poids propre du mur P_G	**(KN)**	571.25	673.75
Poids propre du Pipe rack P_p	**(KN)**	26.7	26.7
Poids total P_G+P_P	**(KN)**	597.95	780

a) Vérification en pic d'impact

Tableau IV.32. Vérification de la stabilité en pic d'impact

	Portion 01	Portion 02	Portion 03 et 04	Portion 05	Musoir
P_G	597.95	597.95	597.95	780	780
F_U	-146.3	57.25	99.35	161.46	108.9
F_H	-59	40.76	71.23	262.58	175.18
f(P_G-F_U)	328.5	270.35	249.3	309.27	335.55
Vérification au glissement	OK	OK	OK	OK	OK
M_G	4502.32	4502.32	4502.32	6996.2	6996.2
M_U	- 1296.21	507.57	851.43	1379.74	930.81
M_H	-137.5	94.77	167.15	1284.71	867.67
M_G-M_U	5798.53	3994.75	3650.89	5616.46	6065.39
Vérification au reversement	OK	OK	OK	OK	OK

b) Vérification en pic d'effondrement

Tableau IV.33. Vérification de la stabilité en pic d'effondrement

	Portion 01	Portion 02	Portion 03 et 04	Portion 05	Musoir
P_G	597.95	597.95	597.95	780	780
F_U	153	218.90	234.08	273.84	263.34
F_H	1	55	67.98	121.37	123.25
f(P_G-F_U)	222.5	189.53	181.94	253.08	258.33
Vérification au glissement	OK	OK	OK	OK	OK
M_G	4502.32	4502.32	4502.32	6996.2	6996.2
M_U	1147.5	1641.75	1755.6	2052.47	1975.1
M_H	-50	90	121	192.98	523.8
M_G-M_U	3354.82	2860.57	2746.72	4943.73	5021.1
Vérification au reversement	OK	OK	OK	OK	OK

IV.4.5. Modélisation et ferraillage du mur

Pour calculer le ferraillage du mur il faut passer par la modélisation de ce dernier sur le logiciel Robot pour déterminer les valeurs des efforts internes.

Les matériaux qui seront utilisés pour la réalisation du mur de couronnement sont :

- Un béton de résistance à la compression f_{c28} = 25 MPa
- De l'acier avec une limite d'élasticité fe = 400 MPa

IV.4.5.1. Détails de la modélisation du mur de couronnement

Le mur de garde est représenté statiquement comme une poutre verticale (élément barre sur Robot) encastré d'un côté et libre de l'autre tandis que la base du mur est représentée statiquement comme une poutre (élément barre sur Robot) sur des appuis élastiques et encastrée en une extrémité. Les appuis élastiques remplacent le sol sur lequel est réalisé le mur.

Donc pour réaliser le model on suit les étapes suivantes :

- Modélisation du mur de garde et de la base avec des éléments barres.
- Modélisation des appuis élastiques.
- Affectation des charges pour chaque élément
- Application des combinaisons de charges du BAEL99 :

  G + Q (ELS)

  1.35G + 1.5Q (ELU)
- Lancement du calcul
- Visualisation et exploitation des résultats

Voici quelques exemples de détails de la modélisation :



Figure IV.8. Model du mur

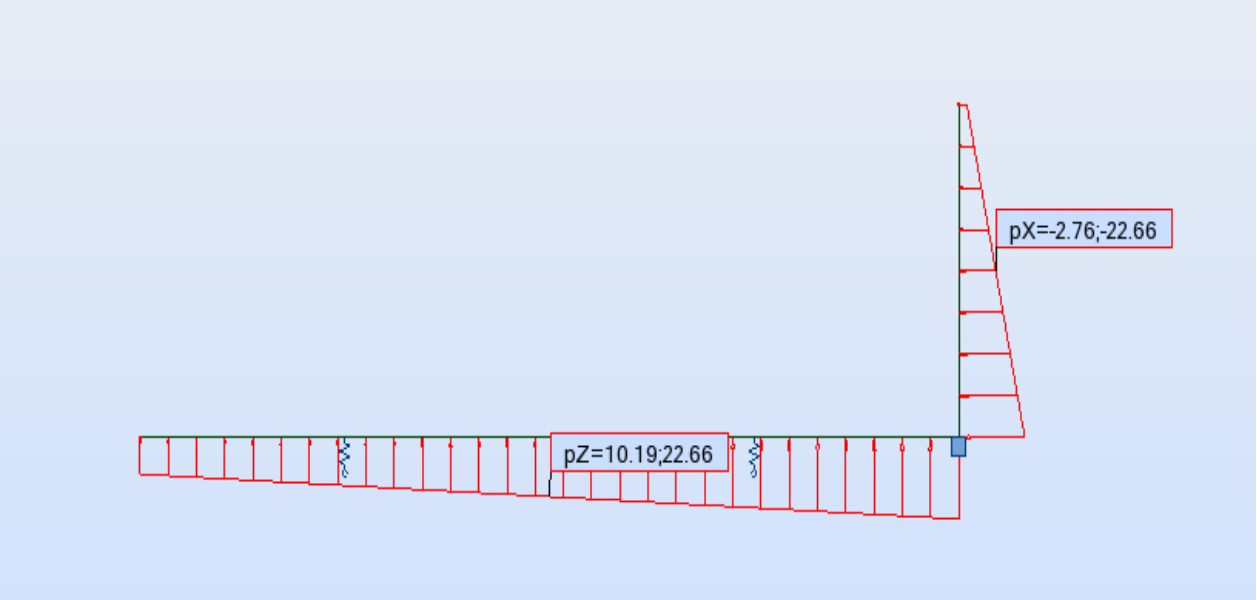


Figure IV.9. Exemple d'application de la charge de la houle sur le mur-portion 02.

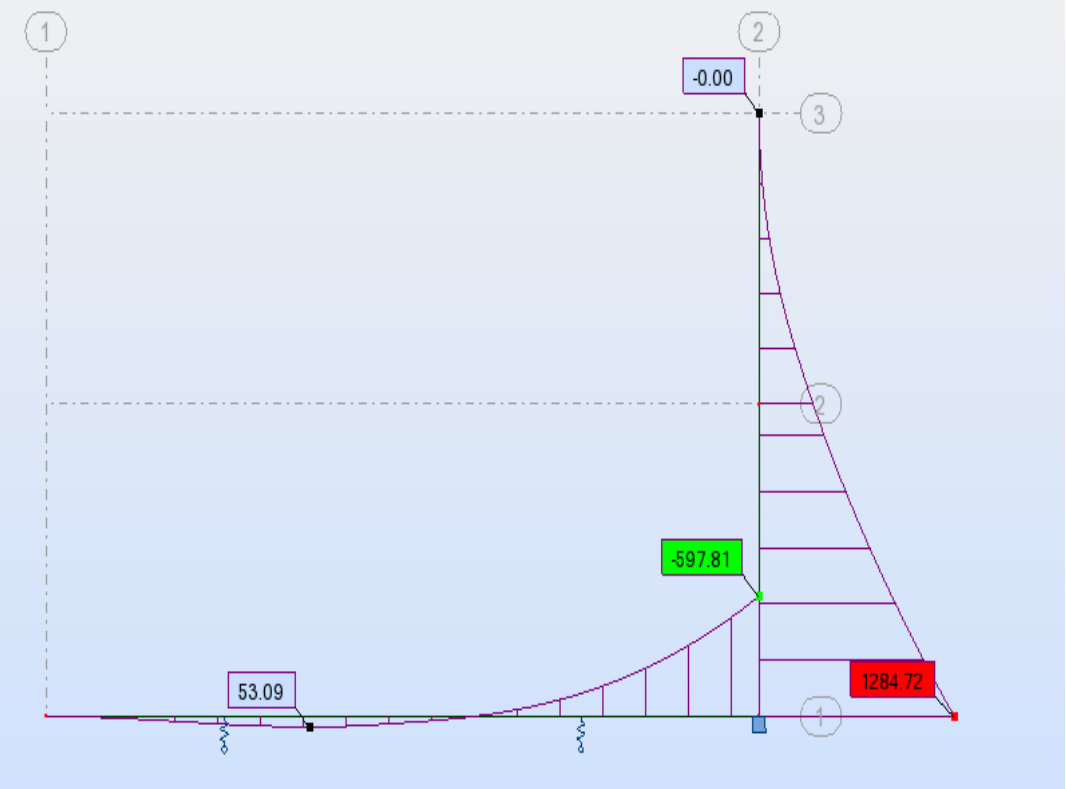


Figure IV.10. Exemple de diagramme de moment à l'ELS-portion 05.

IV.4.5.2. Résultats

Apres modélisation du mur de couronnement et détermination des efforts internes, nous utilisons le logiciel Robot Expert pour déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque portion de l'ouvrage.

a) Mur de garde

Le mur de garde est sollicité en flexion simple. Donc le ferraillage est calculé à la base du moment de flexion à l'ELS pour une fissuration très préjudiciable.

Tableau IV.34. Moment et section d'acier correspondant à chaque portion.

Portion	01	02	03 et 04	05	Musoir
Moment de flexion maximal (KN.m)	-138	95	168	1285	868
As calculée (cm^2)	10.2	10.2	11.6	61	40.5
Choix des barres	10HA12		2HA14+8HA12	4HA32+6HA25	6HA25+4HA20
As adoptée $(cm)^2$	11.31		12.13	61.62	42.02

Pour les portions, 1, 2,3 et 4, on choisit des armatures de répartition de diamètre Φ = 10 mm.

Pour la portion 05 et le musoir, on choisit des armatures de répartition de diamètre Φ = 14 mm.

b) La dalle

La base est aussi sollicitée en flexion simple donc son ferraillage est calculé à la base du moment de flexion à l'ELS pour une fissuration très préjudiciable.

M_1= 600 Kn.m donc As=27.6 cm^2

M_2=54 Kn.m donc As=As_{min}=15.1 cm^2

Tableau IV.35. Ferraillage de la dalle.

Moment (KN.m)	M_1= 600	M_2=54
As calculée (cm^2)	27.6	15.1
Choix des barres	8HA20+2HA16	2HA14+8HA12
As adoptée (cm^2)	29.15	15.4

On choisit des armatures de répartition tel que $As_{répartition}$ = As/4 = 29.15/4 = 7.3 cm^2. On prend 10HA10 donc $As_{répartition}$ = 7.85 cm^2.

IV.4.6. Calcul des joints de dilatation

Les joints de dilatation sont nécessaires à mettre en place lors de la réalisation d'éléments en béton armé afin d'éviter l'éclatement du béton dû à sa dilatation provoquée par les écarts de température et sont calculés à l'aide de la formule de dilatation thermique suivante :

$$\Delta L = \alpha \times L_0 \times \Delta T$$

Avec :

$\alpha = 10.10^{-6}\,K^{-1}$: Coefficient de dilatation thermique du béton

L_0 : Longueur initiale de la pièce en béton armé

$\Delta T = 45.5$: Ecart maximal de température à la vile de Skikda

On décompose le mur de couronnement, de longueur totale de 848 m en panneaux égaux de 30 m et un dernier panneau de 8 m de longueur.

Pour les panneaux de 30 m, on les résultats suivants :

$$\Delta L = 10 \times 10^{-6} \times 30 \times 45.5$$

Donc : $$\Delta L = 1.365 \text{ cm}$$

Pour un allongement, de part et d'autre du panneau, de 1.365 cm, il faut prévoir un joint d'épaisseur $e = 2 \times \Delta L$.

Donc

$$e = 2.73 \text{ cm} \sim 2.8 \text{ cm}$$

On peut prévoir la même épaisseur de joint pour le panneau de 8m pour commander une seule gamme de polystyrène à mettre en place au niveau des joints.

IV.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fait le dimensionnement de la digue à talus. Nous avons dimensionné, en premier lieu, la carapace constituée de blocs ACCROPODES, les sous couches et les butées de pieds. Puis nous avons dimensionné le mur de couronnement. Les résultats obtenus dans ce chapitre sont basés sur les formules de pré dimensionnement les plus reconnues mais ils doivent être vérifiés avec des essais sur modèles réduits physiques reflétant au maximum les conditions réelles du site afin de simuler le comportement de l'ouvrage et s'assurer de sa stabilité.

Chapitre V

Signalisation maritime

V.1. INTRODUCTION

La signalisation maritime est, principalement, un outil d'aide à la navigation qui permet aux navigateurs d'éviter les dangers se trouvant dans les eaux marines ou sur la côte et de bénéficier d'un jalonnement aux chenaux d'accès aux ports. Elle est assurée par des établissements de signalisation maritime soit avec des supports fixes comme les phares, tourelles, espars, ou flottants comme les bouées.

V.2. GENERALITE SUR LA SIGNALISATION MARITIME

V.2.1. Le balisage

Le balisage est l'ensemble des marques disposées au voisinage des côtes et à l'intérieur des ports. Il se compose de l'ensemble des dispositifs d'aides à la navigation maritime. Ils sont en majorité visuels, lumineux, sonores ou radioélectriques. Ils sont constitués par : les phares, les feux, les bouées, les tourelles, les amers et les espars ou flottants comme le bouées.

Le balisage désigne également les règles (formes, couleurs) qui doivent être utilisées pour concevoir les balises. Le balisage respecte, dans l'ensemble des pays ayant une façade maritime, les règles définies par l'Association internationale de la signalisation maritime (AISM-IALA). Depuis 1980.

On distingue deux types de balisage :

a) Le système latéral, utilisé pour baliser les chenaux et les passages vers/en provenance d'un port.

b) Le système cardinal, utilisé dans les autres cas, il situe le danger par rapport à lui-même par les points cardinaux (nord, sud, est, ouest).

V.2.2. Système de balisage maritime de l'AISM

Le Système de balisage maritime de l'AISM, régions A et B a été adopté le 15 avril 1982. La carte ci-dessous montre le découpage du monde en deux régions A et B.

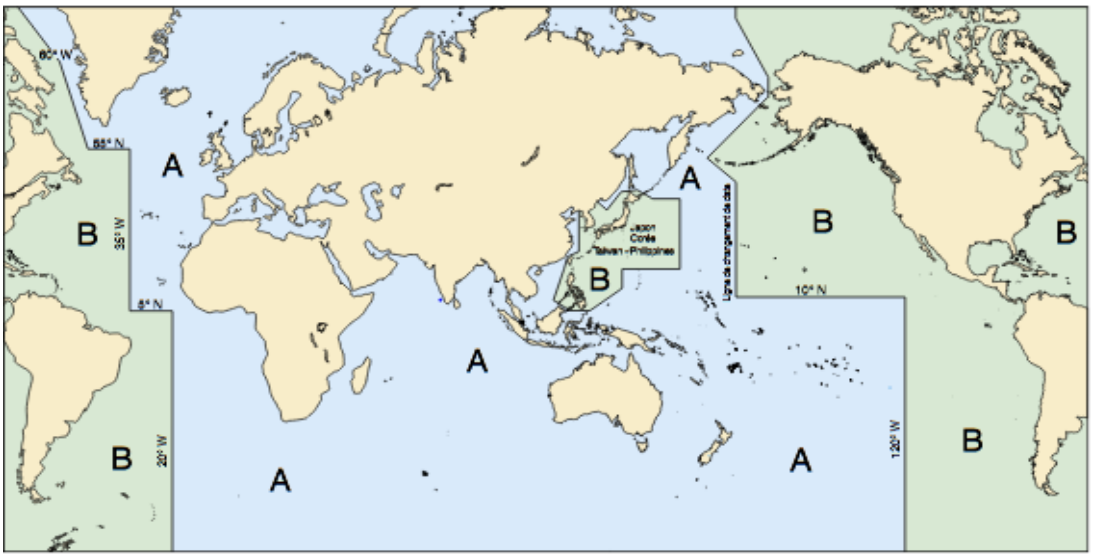


Figure V.1. Découpage du monde en deux régions A et B par l'AISM

V.2.2.1. Champ d'application

Le présent système fixe les règles applicables à toutes les marques fixes et flottantes (à l'exception des phares, feux à secteurs, feux et marques d'alignements, bateaux-feux et bouées géantes), qui servent à indiquer :

- Les limites latérales des chenaux navigables.
- Les dangers naturels et autres obstructions telles que les épaves.
- Les autres zones ou configurations importantes pour le navigateur.
- Les dangers nouveaux.

V.2.2.2. Les types des marques

Le système de balisage comprend cinq types de marques dont toute combinaison peut être employée.

a) Les marques latérales

Dont l'emploi est associé à un « sens conventionnel de balisage », sont généralement utilisées pour des chenaux bien définis. Ces marques indiquent les côtés bâbord et tribord de la route à suivre.

Ce type de marques est différent en fonction de la région ou elles sont placées.



Figure V.2. Exemple de marques latérales

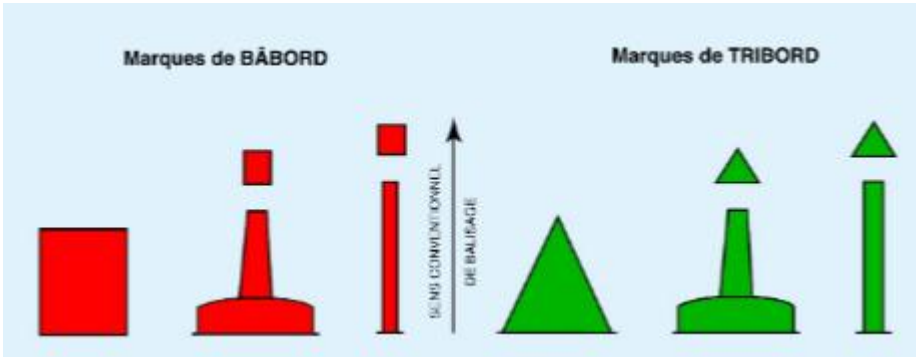


Figure V.3. Marques latérales en zone A

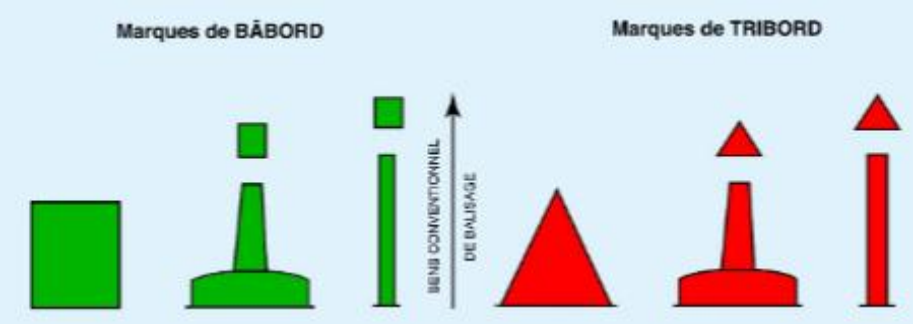


Figure V.4. Marques latérales en zone B

b) Les marques cardinales

Elles sont employées pour s'assurer que le navire trouve ou reste dans les eaux saines. Elles indiquent la direction des eaux les plus profondes, de quel côté d'un danger se trouve les eaux saines et attirent l'attention sur les configurations particulières d'un chenal (coude, jonction…etc.). Elles sont partout les mêmes, quelle que soit la région, A ou B.



Figure V.5. Exemple de marque cardinale

c) Les marques de danger isolé

Elles sont employées pour indiquer un danger particulier ou isolé dont l'étendu est limité et autour duquel les eaux sont saines.



Figure V.6. Exemple de marque isolée

d) Les marques d'eaux saines

Elles sont utilisées pour indiquer l'absence de tout danger tout autour d'elles et que les eaux sont saines. Elles peuvent aussi servir à définir l'axe d'un chenal ou son milieu.



Figure V.7. Exemple de marque d'eaux saines

e) Les marques spéciales

Elles ne sont pas utilisées principalement pour aider à la navigation mais plutôt pour indiquer des zones ou configurations spéciales.

- Marques de séparation du trafic là où le balisage classique du chenal peut prêter à confusion.
- Marques indiquant les dépôts de matériaux.
- Marques indiquant des zones de pêche interdite ou de cultures marines.
- Marques indiquant la présence de câbles ou d'oléoducs.
- Marques indiquant des zones réservées à des activités nautiques de loisir.



Figure V.8. Exemple de marque spéciale

V.2.3. Les phares et les feux maritimes

Les phares maritimes désignent des tours placés près de la côte et dotées d'un puissant système d'éclairage puissant pour aider les navires arrivant vers le port à repérer les zones dangereuses se trouvant près de la côte. Tandis qu'un désigne toute lumière de signalisation maritime émise par un bateau, un phare, une tourelle, une balise ou une bouée.

Un feu, qu'il soit émis par un phare ou autre, est caractérisé par :

La portée : La plus grande distance à laquelle un phare peut être vu en fonction de son intensité lumineuse et de la visibilité météorologique.

- La période : Durée durant laquelle le feu émis un cycle de lumière identique.
- Le rythme : Le nombre, la durée et l'espacement des périodes de lumière et d'obscurité.
- La couleur du faisceau lumineux : généralement blanc pour les feux à grande portée (à grande distance les couleurs sont plus difficilement perceptibles), il peut être également rouge ou vert pour les feux d'approche.

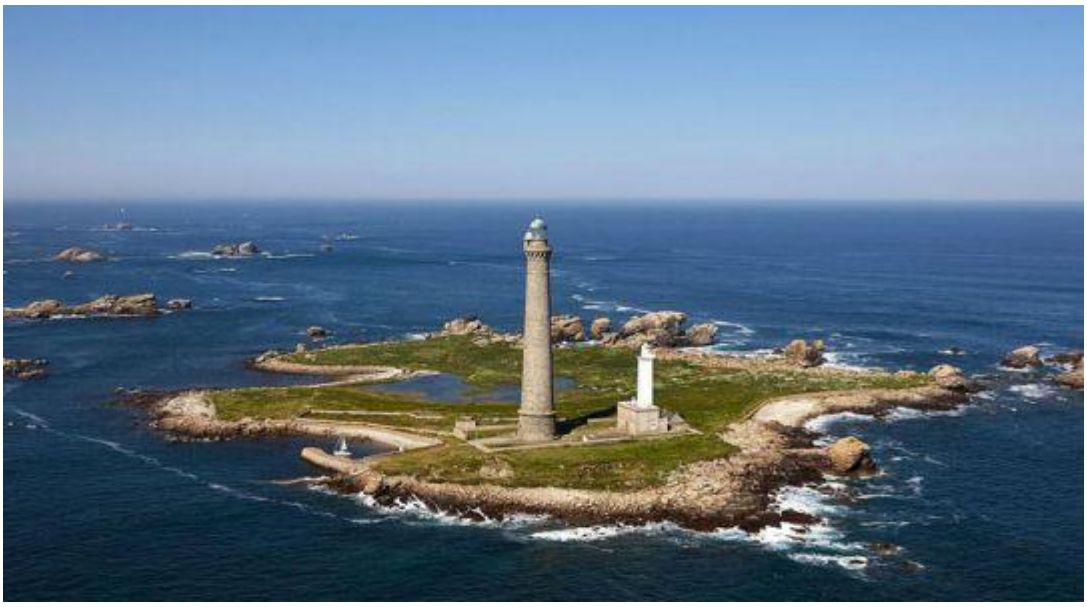


Figure V.9. Exemple de phare maritime

V.3. SIGNALISATION MARITIME POUR LE NOUVEAU PROJET

V.3.1. Signalisation maritime au niveau du nouveau port de Skikda

Le nouveau port de Skikda est équipé de plusieurs types de signalisation maritime. Chaque type jouant un rôle parmi ceux mentionnés dans les paragraphes précédents.

Voici les différents feux de signalisation maritime implantés au niveau du nouveau port de Skikda :

- Feu rouge en bâbord au niveau de la jetée secondaire.
- Feu vert en tribord au niveau de la jetée principale.
- Balise à feu vert du couloir de navigation.

V.3.2. Proposition de nouveaux feux de signalisation pour la nouvelle jetée

- Un feu rouge au niveau du musoir : Qui sera un feu en bâbord selon le code de la signalisation maritime.
- Une balise a feu vert : En tribord, dans l'objectif de définir le couloir de navigation et d'accès au port.
- Des marques spéciales au niveau de chaque bras ou autres équipements de chargement du GNL.

V.4. CONCLUSION

La signalisation est un élément très important à prendre en considération lors de la réalisation d'un projet maritime. Pour notre projet, les feux proposés à mettre en place au niveau de la nouvelle jetée auront la fonction de guider les navires vers les points d'amarrage en assurant leur sécurité ainsi que celle de l'ouvrage et de ces équipements.

Chapitre VI

Etude d'impact sur l'environnement

VI.1. INTRODUCTION

Tout projet réalisé, par l'homme, et implanté dans un environnement donné va influencer de manière directe ou indirecte sur ce dernier de manière positive ou négative. Dans ce chapitre intitulé étude d'impact sur l'environnement nous allons aborder l'influence de notre projet sur l'environnement dont il est implanté en étudiants les facteurs induisant des risques et en proposant des solutions ou recommandations aux effets négatifs de ces facteurs-là.

VI.2. DEFINITION DE L'ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

L'étude d'impact sur l'environnement est un instrument réglementaire, technique et scientifique visant l'insertion d'un projet dans son environnement en identifiant et en évaluant les effets directs ou indirects du projet. Ceci en vérifiant la prise en charge des prescriptions relatives à la protection de l'environnement par le projet concerné.

VI.3. NECESSITE D'UNE ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

Le développement industriel accru induits des préoccupations environnementales et sociales légitimes à cause de l'engendrement d'un développement considérable d'activités polluantes (hydrocarbures, mines…etc.) générant des rejets et des déchets importants, souvent sans traitement préalable, directement en milieu naturel. Ceci entraine des situations de pollution, parfois irréversibles, des ressources naturelles et le développement de maladies graves ou invalidantes. D'où la nécessité de réaliser une étude d'impact sur l'environnement pour chaque projet afin d'éviter les situations alarmantes mentionnées précédemment.

VI.4. STRUCTURE ET CONTENU DE L'ETUDE D'IMAPCT SUR L'ENVIRONNEMENT

Selon le guide algérien des études d'impact sur l'environnement, document officiel publié par le ministère de l'environnement et des énergies renouvelables en décembre 2019, cette dernière doit être structurée de la manière suivante :

1. Caractéristiques de la région concernée.
2. Pollutions et nuisances actuellement imposées à l'environnement et stabilité des écosystèmes/résistance au stress.
3. Description des effets négatifs à attendre du projet.
4. Estimation de l'ensemble des pollutions et nuisances futures et de leurs conséquences.
5. Recommandations relatives à des solutions bénéfiques à l'environnement.
6. Evaluation globale et recommandations.

VI.5. CARACTERESTIQUES DE LA REGION CONCERNEE

Initialement, le site abrite déjà l'un des ports les plus importants de l'Algérie, le nouveau port de Skikda ou port pétrolier. Cette zone est bordée par la zone industrielle de Skikda ou se fait notamment la liquéfaction du gaz naturel (GNL). Donc on peut dire que c'est une zone à forte activité industrielle.



Figure VI.1. Photo satellite de la zone de projet.

VI.6. POLLUTIONS ET NUISANCES ACTUELLES

Du fait que la région abrite déjà le port pétrolier ainsi que la zone industrielle de Skikda, on peut dire que la pollution y a déjà pris place et perturbe déjà son environnement. Les principaux types de pollution imposés par la présence de ces infrastructures sont :

VI.6.1. Pollution de l'air

La pollution de l'air est due aux émissions provenant de :

La zone industrielle et qui est causée par l'activité industrielle manipulant des hydrocarbures, les véhicules ainsi que les équipements utilisant du carburant et tournant à l'intérieur de la zone.

Le port de Skikda et qui est causé par les véhicules, équipements du port ainsi que les navires accostant.

VI.6.2. Pollution et menaces de dégradation des sols et des eaux souterraines

Quel que soit les mesures préventives atténuant le risque de pollution des sols et des eaux souterraines adoptés au niveau de cette zone à forte activité industrielle, on ne peut jamais dire que la pollution est éliminée de manière définitive car les fuites et infiltration, aussi minimes soit elles, contribuent au fil du temps à la dégradation de la qualité du sol et des eaux souterraines.

VI.6.3. Pollution et menaces de dégradation de l'eau de mer

Comme pour les eaux souterraines, l'eau de mer au niveau de la zone de projet est sujette à des déversements intentionnels ou accidentels de divers polluants menaçant la dégradation de sa qualité et affectant toute espèce vivante à l'intérieur de ces eaux.

VI.6.4. Bruits et vibration

La forte activité industrielle pratiqué dans cette zone impose un niveau sonore assez élevé et à long durées provenant de la zone industrielle ainsi que du port. Ceci est dû aux différentes activités de la zone industrielle (Raffinerie, liquéfaction du gaz…etc.), au trafic induit par cette activité, aux équipements de la zone industrielle et du port ainsi qu'aux bateaux.

VI.7. DESCRIPTION DES EFFETS NEGATIFS A ATTENDRE DU PROJET

Les effets négatifs du projet peuvent apparaitre soit durant la phase de réalisation ou durant celle d'exploitation du projet.

VI.7.1. Effet sur la qualité de l'air et du climat

a) Phase de réalisation

Altération de la qualité de l'air due aux émissions de gaz d'échappement des moteurs de véhicules, de navires et d'engins de chantier.

Emissions de poussière provenant de la préparation des terrains, du malaxage du béton et du transport de matériaux.

b) Phase d'exploitation

Altération de la qualité de l'air due aux émissions de gaz d'échappement des moteurs de véhicules, de navires et des équipements.

Emissions de composés organiques volatils (COV) provenant des réservoirs de stockage de carburant et des activités de transfert de carburant.

VI.7.2. Bruits et vibrations

a) Phase de réalisation

Bruit de nuisance lié aux travaux de construction : La construction de la nouvelle jetée, en plus des opérations de dragage, peut causer des perturbations en raison de l'augmentation du niveau de bruit, à la fois dans l'air et dans l'eau.

b) Phase d'exploitation

Niveau de bruit nuisible provenant des activités d'exploitation : Un bruit excessif peut également résulter des opérations portuaires typiques.

VI.7.3. Effets sur la qualité des sols et des eaux sous terraines

a) Phase de réalisation

Contamination du sol et des eaux souterraines par des déversements accidentels de matières utilisées lors de la réalisation de l'ouvrage et par une élimination inadéquate des déchets du chantier.

b) Phase d'exploitation

Contamination des sols et des eaux souterraines par des déversements accidentels des pipelines d'hydrocarbures : Les pipelines présentent un risque élevé de contamination en raison de leur fonction de transport d'hydrocarbures. Le nettoyage, le démantèlement et l'enlèvement en toute sécurité du pipeline sont essentiels pour éviter une contamination potentiellement importante.

Contamination du sol et des eaux souterraines par des déversements accidentels de toute sorte de matières dangereuses utilisées quotidiennement (carburant, lubrifiant…etc.).

VI.7.4. Effets sur les sédiments

a) Phase de réalisation

Des travaux de dragage auront lieu dans le bassin du port et dans le chenal d'accès. L'effet potentiel du dragage sur l'environnement physique local sera l'augmentation locale de la turbidité, les modifications du transport du sable et de la sédimentation.

b) Phase d'exploitation

La réalisation de la nouvelle jetée de 874 m de long aurait surement au long terme un effet important sur le transport de sédiment au niveau de la zone de projet.

VI.7.5. Effets sur la qualité de l'eau de mer

a) Phase de réalisation

Augmentation des niveaux de polluants dans les eaux marines en cas de déversement d'eaux usées non traitées ou d'autres déchets du chantier.

b) Phase d'exploitation

Contamination de l'eau par un déversement accidentel d'hydrocarbures dans les eaux marines ou ailleurs mais pouvant atteindre la mer.

Augmentation des niveaux de polluants dans les eaux marines en cas de déversement d'eaux usées non traitées ou de matières dangereuses utilisées quotidiennement (Carburant, lubrifiant…etc.).

VI.8. Estimation de l'ensemble des pollutions et nuisances futures et de leurs conséquences.

La pollution est un phénomène causé par divers facteurs et dont les conséquences sur l'homme et la nature peuvent être parfois dévastatrices. Dans ce paragraphe, on recense les types de pollution et nuisances susceptibles d'être provoqués par notre projet et leurs conséquences.

VI.8.1. Pollution de l'air

La pollution de l'air, à des niveaux très élevés, peut avoir de graves conséquences sur la population en étant source de maladies respiratoires, oculaires ou cardio-vasculaires.

VI.8.2. Pollution des eaux souterraines

La pollution des eaux souterraines est nocive soit pour l'homme soit pour les espèces naturelles vivantes et qui sont en contact avec cette eau polluée. Si cette dernière est extraite et utilisée par la population, le risque de maladies et de contaminations liées à ce phénomène apparait.

VI.8.3. Pollution de l'eau de mer

Les conséquences de la pollution des eaux de mer sont multiples et très dangereuses. Elles conduisent à des mortalités massives d'espèces, mais elles ont aussi des effets moins visibles : une eutrophisation des milieux, des effets toxiques à plus ou moins long terme, des maladies ou des perturbations endocriniennes.

VI.8.4. Pollution des sols

En général, La pollution des sols a un impact sur la sécurité alimentaire en perturbant le métabolisme des plantes et donc en réduisant les rendements des récoltes et en rendant les cultures dangereuses pour la consommation. Les polluants vont également directement nuire aux organismes qui vivent dans les sols et les rendent plus fertiles. Ces effets la peuvent se manifester principalement si les pipelines transportant le gaz passent à proximité de terres agricoles.

VI.8.5. Nuisances liés aux bruits et vibrations

Les risques sanitaires dus au bruit sont fonction du niveau sonore et de la durée d'écoute/d'exposition. Ceci dit, on peut s'attendre à une augmentation du niveau sonore au niveau de la zone de projet du aux activités qui y seront effectués mais qui reste modéré par rapport à l'état actuel de la zone ou le niveau sonore est déjà assez élevé. De ce fait l'adaptation sera plus facile aux humains que pour les autres espèces vivantes, qui ont dû s'adapter déjà à l'augmentation du bruit et des vibrations dans cette zone au fil du temps, et on risque une migration des espèces à forte mobilité.

VI.9. Recommandations relatives à des solutions bénéfiques à l'environnement.

Dans les tableaux suivants, on présente les recommandations à suivre pour éviter à nuire à l'environnement du projet :

a) Recommandations en phase de réalisation

Tableau VI.1. Recommandations en phase de réalisation.

Pollution/nuisance	Recommandations en phase de réalisation
Pollution de l'air	Entretenir et utiliser tous les moteurs des véhicules, des navires et des engins conformément aux recommandations du fabricant. Utiliser, dans la mesure du possible, du carburant de bonne qualité. Elaborer et mettre en œuvre un Plan de Gestion du Trafic pour les opérations de transport afin de minimiser la congestion du trafic local résultant des mouvements de camions. Utiliser des mesures de suppression de la poussière (par exemple, mouiller le sol) en cas de besoin pour réduire la poussière et l'érosion causée par le vent. Couvrir lors du transport et si c'est possible lors du chargement les matériaux dégageant de la poussière.
Pollution des sols et des eaux souterraines	Mettre en place un système efficace de drainage du site pour éloigner les ruissellements d'eau des zones de travail/stockage. Installer si c'est possible des déshuileurs et des séparateurs de graisse dans les installations de ravitaillement en carburant. Vérifier et entretenir régulièrement toutes les installations et les équipements afin de minimiser les risques de fuites de carburant ou de lubrifiant
Pollution de l'eau de mer	Adopter des spécifications pour des systèmes de traitement pour tous les effluents destinés à être rejetés, permettant de respecter des limites de rejet spécifiées. Tout déversement, dans la mer, de déchets provenant du chantier de réalisation est strictement interdit.
Nuisances liés aux bruits et vibrations	Entretenir et utiliser tous les véhicules et les équipements conformément aux recommandations du fabricant. Remplacer, si possible, les moteurs diesel par des moteurs électriques.

b) Recommandations en phase d'exploitation

Tableau VI.2. Recommandations en phase d'exploitation.

Pollution/nuisance	Recommandations en phase de réalisation
Pollution de l'air	Entretenir et utiliser tous les moteurs des véhicules, des navires et des engins conformément aux recommandations du fabricant. Utiliser, dans la mesure du possible, du carburant de bonne qualité. Moderniser, dans la mesure du possible, le parc de véhicules terrestres et équipements avec des véhicules à faible émission ou utilisant des sources d'énergie alternatives. Explorer les moyens d'encourager les sociétés de transport maritime accostant au niveau de la jetée à adopter un comportement plus favorable à l'environnement.
Pollution des sols et des eaux souterraines	Mettre en place un système efficace de drainage du site pour éloigner les ruissellements d'eau des zones de travail/stockage. Installer si c'est possible des déshuileurs et des séparateurs de graisse dans les installations de ravitaillement en carburant. Vérifier et entretenir régulièrement toutes les installations et les équipements afin de minimiser les risques de fuites de carburant ou de lubrifiant. Installer des vannes d'arrêt au niveau des pipelines pour permettre un arrêt précoce ou une isolation en cas de déversement. Mettre au point des programmes de maintenance contre la corrosion et de surveillance pour assurer l'intégrité des pipelines.
Pollution de l'eau de mer	Adopter des spécifications pour des systèmes de traitement pour tous les effluents destinés à être rejetés, permettant de respecter des limites de rejet spécifiées Adhérer au Plan National de Lutte contre les Marées Noires Mettre en œuvre des mesures de prévention afin d'atténuer le risque de déversements accidentels de matières dangereuses (y compris les hydrocarbures provenant des pipelines d'hydrocarbures)
Nuisances liés aux bruits et vibrations	Entretenir et utiliser tous les véhicules et les équipements conformément aux recommandations du fabricant. Remplacer si possible les moteurs diesel par des moteurs électriques.

VI.10. EVALUATION GLOBALE ET RECOMANDATIONS

Le projet de construction de la nouvelle jetée GNL au niveau du port de Skikda est un grand projet stratégique qui va servir, en augmentant considérablement le taux d'exportation du gaz naturel liquéfié, à booster l'économie nationale dépendant des énergies hydrocarbures. Donc, en dépit des conséquences sur l'environnement, ce projet à d'énormes avantages sur notre pays et sa population en phase de réalisation ainsi qu'en phase d'exploitation.

En phase de réalisation, le projet va générer des postes d'emploi innombrables dans plusieurs domaines et touchant plusieurs profils dans la population tel que les ingénieurs (en génie civil, génie maritime, hydrocarbures, sécurité et environnement…etc.), techniciens, ouvriers, transporteurs…etc. Ces postes d'emploi vont aider les travailleurs à augmenter leur niveau de vie, en particulier pour ceux qui sont au chômage, et à acquérir de l'expérience et se développer chaque un dans son domaine ce qui va leurs permettre d'être capable de travailler dans d'autres grands projets à venir.

En phase d'exploitation, aussi, d'autres postes de travail, permanents notamment, vont être créés pour la population de Skikda en particulier et de l'Algérie entière. Donc le projet aura un énorme impact bénéfique sur l'économie du pays et ces citoyens.

En tenant compte de tous les effets du projet, avantages et inconvénients, et pour assurer la minimisation de ces effets négatifs, on exige de respecter les recommandations suivantes :

- Réaliser et exploiter le projet selon les normes nationales et internationales.
- Respecter les recommandations de la présente étude afin de minimiser les effets négatifs du projet sur l'environnement.
- Sensibilisation et incitation des travailleurs, quel que soit leur poste de travail, à respecter les consignes de préservation de l'environnement. Des formations sur le sujet peuvent être envisagées.
- Exiger un control et suivi, rigoureux spécialisé dans la protection de l'environnement, au sein du projet soit en phase de réalisation ou en exploitation afin de s'assurer que les recommandations de cette étude soient respectées.

VI.11. CONCLUSION

La construction de la nouvelle jetée GNL est sans conteste un pas vers l'avant dans le développement de l'économie nationale et de son renforcement. Mais compte tenu des activités portuaires, l'intégration de cette infrastructure dans son environnement avec le minimum de nuisances et de perturbations sur la nature et sur la population ne peut être assuré qu'en respectant sur le terrain les différentes mesures de prévention et d'atténuation définies dans cette étude.

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Le travail réalisé durant cette thèse de fin d'études nous a permis d'explorer une nouvelle branche des travaux publics qui est l'ingénierie des ouvrages maritimes et côtiers ou travaux maritimes. Il nous a été donc donné une occasion à travers notre projet de mener une étude en respectant la démarche générale pour toute étude d'aménagement maritime ou portuaire.

Nous avons choisi une démarche qui consiste, tout d'abord, à collecter les informations générales concernant les milieux marins et leur comportement ainsi que sur les différents ouvrages portuaires existant et leurs fonctions. Puis nous sommes passés à la collecte des informations et des données spécifiques au site du projet en termes de climat, températures, étude de la houle, données géotechniques…etc. L'étape suivante a consisté à faire le dimensionnement de la digue à talus en se basant sur les méthodes (Hudson, Van der Meer, Martin…etc.) et documents(Le rock manual, shore protection manual, coastal engeneering manual,…etc.) les plus reconnus dans ce domaine. Puis nous avons consacré le chapitre suivant à la signalisation maritime nécessaire à implanter sur l'ouvrage. Notre travail a été conclu par une étude d'impact sur l'environnement dont le but est de tenir compte de l'effet de la construction et exploitation de ce projet sur son environnement et de proposer des solutions.

Afin de mieux comprendre le comportement des digues à talus nous avons choisi de consacrer notre chapitre master à l'étude de l'influence de la pente sur la stabilité de ce type d'ouvrages.

Le présent travail a été réalisé dans le but de découvrir la branche des travaux maritimes, de maitriser la démarche et les méthodes utilisées dans les études de tels projets ainsi que les documents techniques et normes qu'on doit suivre. Ce travail nous a permis aussi de nous mettre dans des conditions réelles de projet et de combiner nos connaissances pré requises avec celles que nous avons appris afin de réaliser ce projet de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

LIVRES

J.CHAPON, *Travaux maritimes TOME I*, Paris, France Editions Eyrolles (1984)

Guide techniques pour la réalisation des études portuaires.

Shore Protection Manual Volume 2, Edition Coastal Engineering Research Center, Wachington D.C USA, Edition Fourth Edition (1984)

CIRIA, CUR, CETMEF, *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering*, Londre, Angleterre C683, CIRIA, (2007)

U.S. Army Corps of Engineers, *Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110-2-1100*, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes), (2002)

Pullen, T.; Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Schüttrumpf, H.; van der Meer, J.W., *EurOtop, European Overtopping Manual - Wave overtopping of sea defenses and related structures: Assessment manual*, (2007)

P. Royet, S. Bonelli. *Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions*. Royet, P.; Bonelli, S. Hermès Lavoisier, (2013)

Ministère de l'environnent et des énergies renouvelables, *Guide des études d'impact sur l'environnement-EIE, TOME I*, (2019)

Ministère de l'environnent et des énergies renouvelables, *Guide des études d'impact sur l'environnement-EIE, TOME II*, (2019)

SHOM, *Signalisation Maritime*, France, (2016)

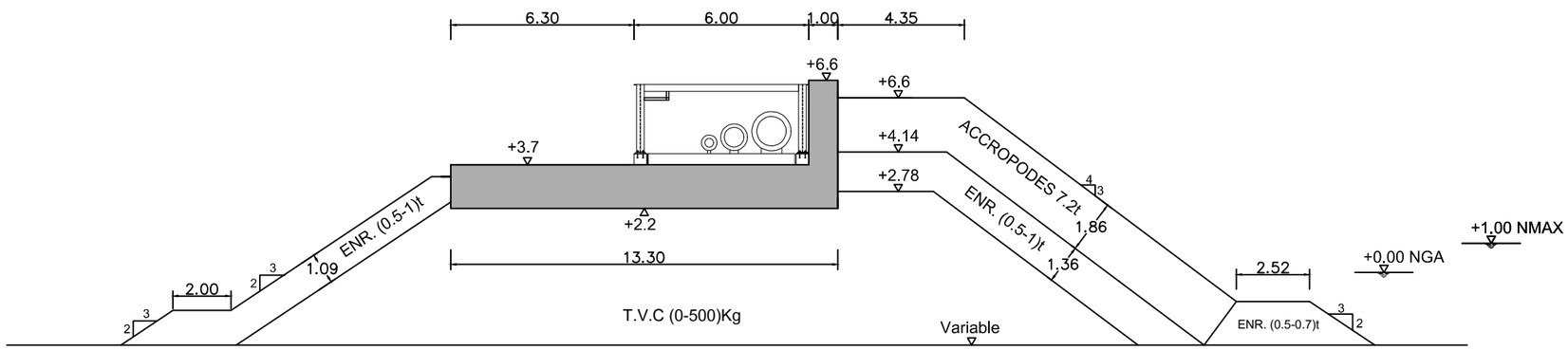
SITES WEB

Techniques de l'ingénieur, https://www.techniques-ingenieur.fr/

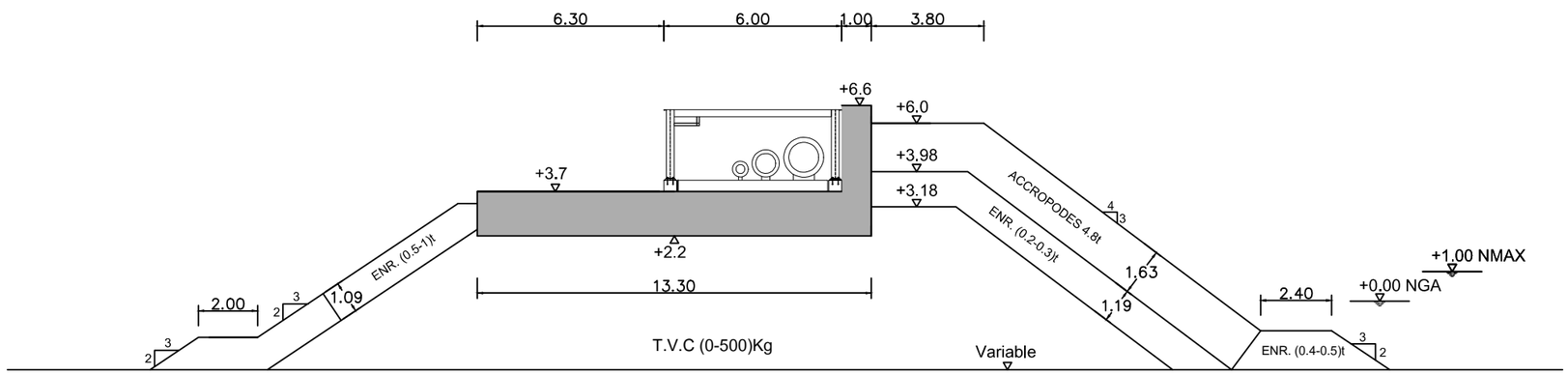
Office national de signalisation maritime, https://www.onsm-dz.com/

Académia.edu, https://www.academia.edu/

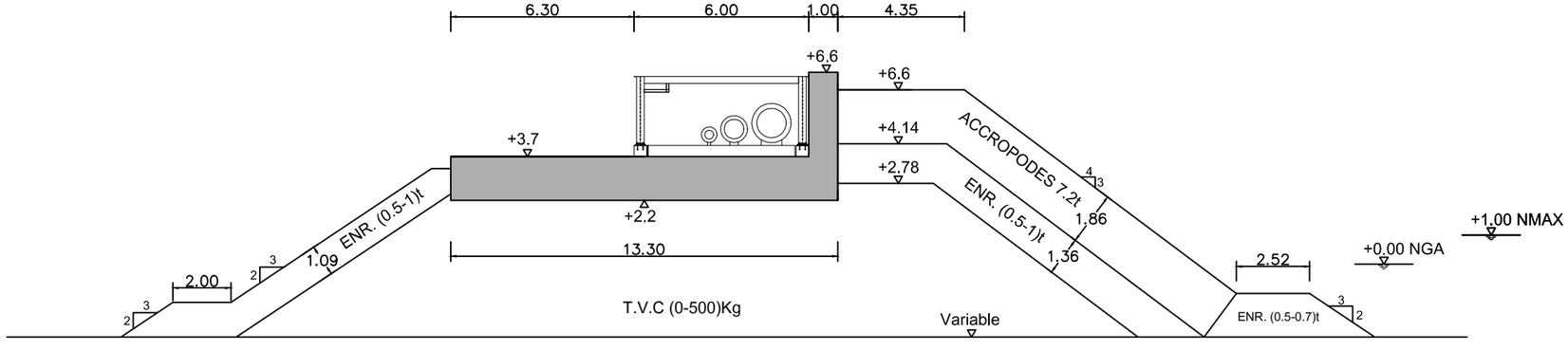
Section transversale-portion 01



Section transversale-portion 02



Section transversale-portions 03 et 04

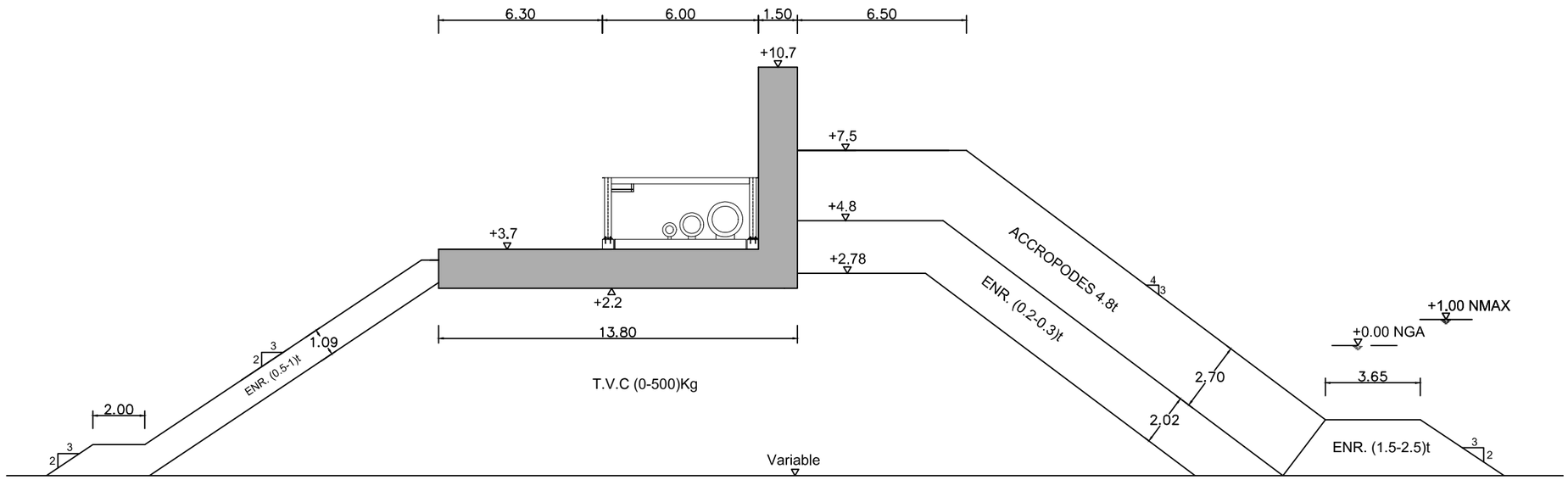


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

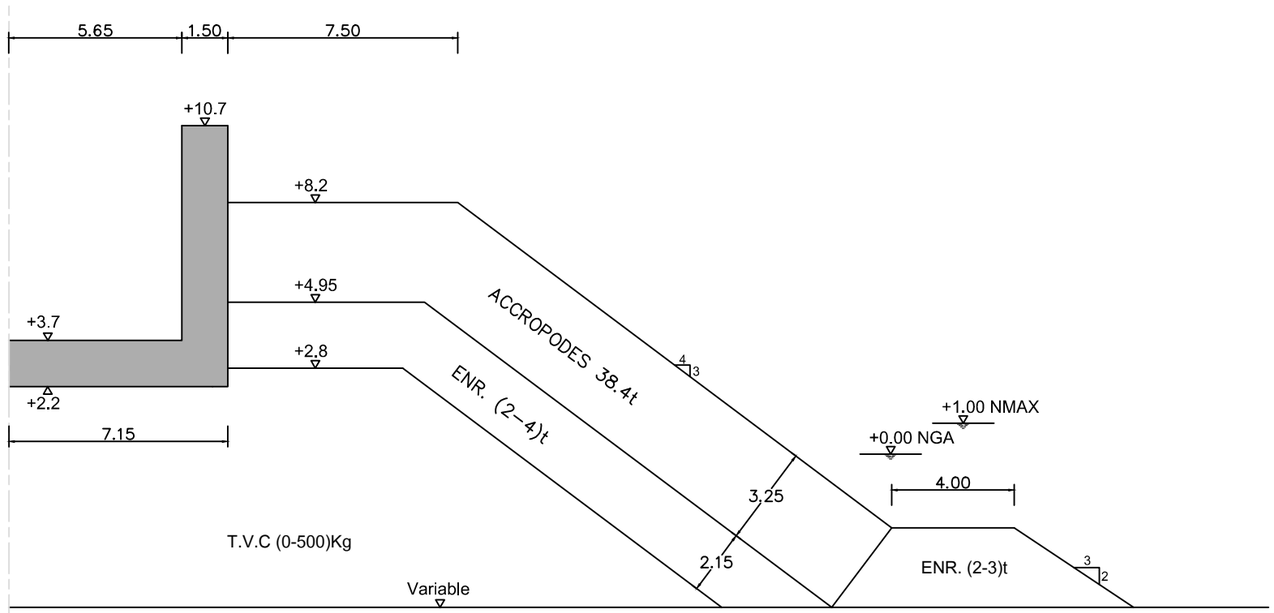
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'une jetée GNL au niveau du nouveau port de Skikda.	Merzouk Massinissa Yahiaoui Fouad	Mr Rahmani Mme Ameraoui	1/200	01	2019 / 2020

Section transversale-portion 05



Section transversale profil musoir



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'une jetée GNL au niveau du nouveau port de Skikda.	Merzouk Massinissa Yahiaoui Fouad	Mr Rahmani Mme Ameraoui	1/200	02	2019 / 2020

A.1. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT

Les valeurs du ferraillage sont données pour chaque 1 ml.

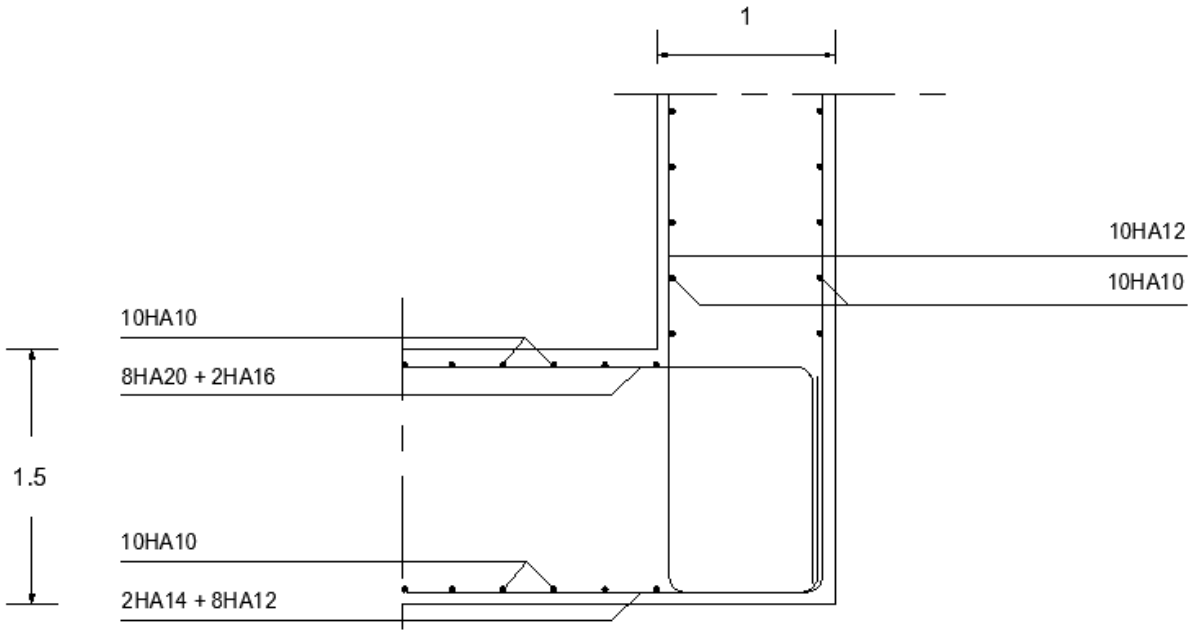


Figure A.1. Ferraillage des portions 01 et 02

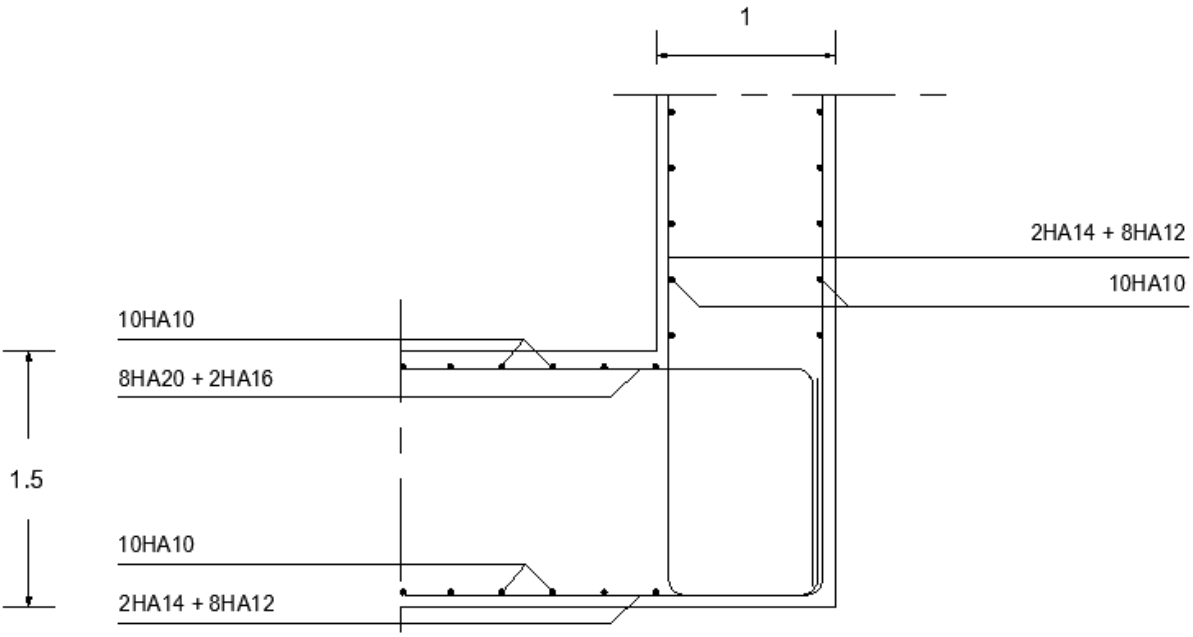


Figure A.2. Ferraillage des portions 03 et 04

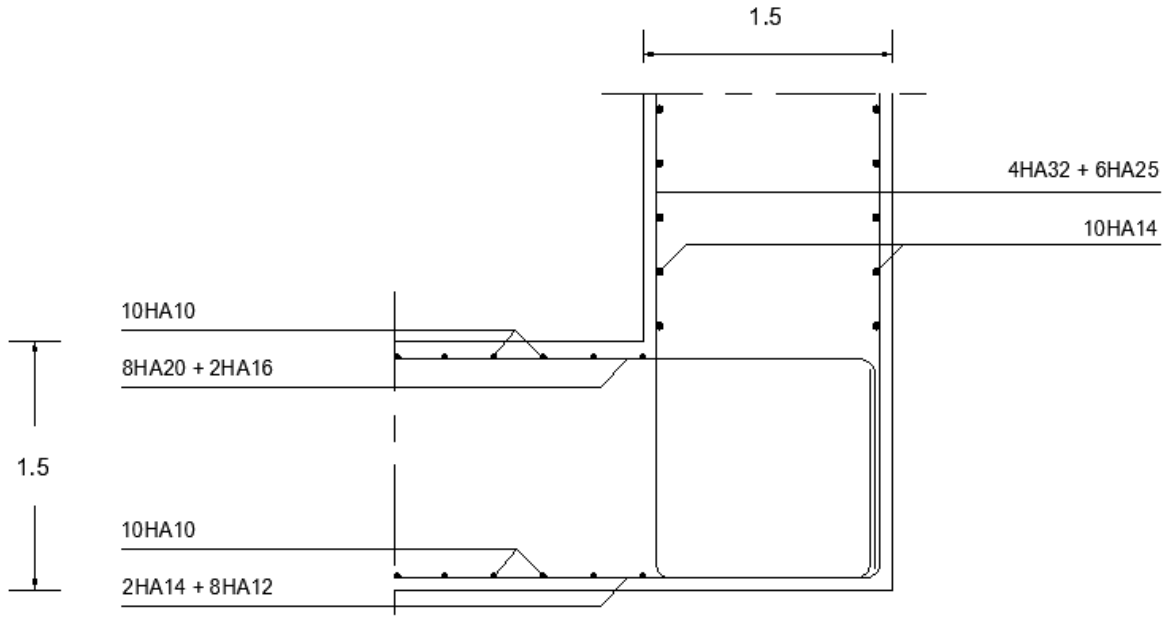


Figure A.3. Ferraillage de la portion 05

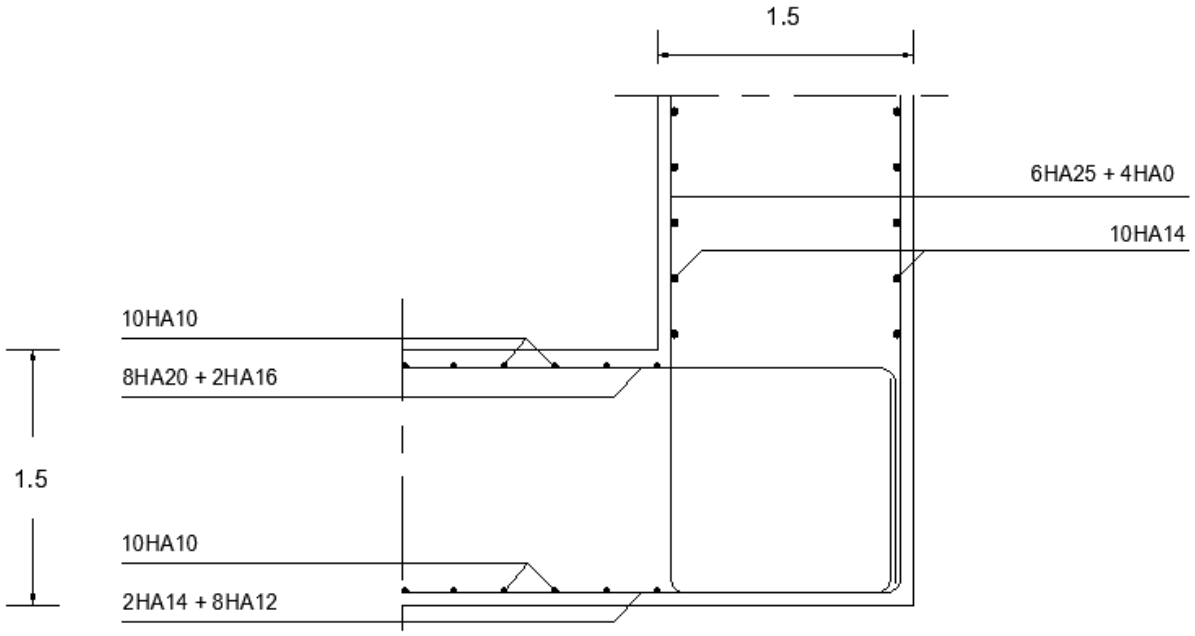


Figure A.4. Ferraillage du profil musoir