République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Théme

Etude de rempiétement du quai Marinelle ancien port de Skikda

Présentées par :

- BENSEGHIR Maria
- KHELIL Kamar Alaa

Encadré par :

LAKHDARI Boudjemaä

Promotion 2020 / 2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements :

Tout d'abord nous rendons grâce à Dieu, lui qui nous a permis d'être bien portant afin d'effectuer ce travail du début jusqu'à la fin.

Nous remercions nos familles respectives pour leurs soutiens durant notre parcours de formation.

Nos remerciements vont, à notre encadreur, **Mr LAKHDARI BOUDJEMAÂ**, qui nous a guidés avec ses orientations, ses conseils et ses critiques tout au long de ce travail de recherche en nous laissant la liberté dont on avait besoins. On ne peut que lui être reconnaissant surtout pour ses qualités intellectuelles et humaines.

Un remerciement spécial à **Mr CHRIF BOUNEB** ingénieur chargé des études de l 'Entreprise Portuaire de SKIKDA, et **Mr AMINE FERKOUZ** ingénieur du laboratoire des études maritimes 'LEM', qui n'a pas hésité un seul instant à nous fournir tout ce dont nous avions eu besoin, ainsi que pour ces sacrifices et ces connaissances partagées avec nous. Ainsi tout le personnel de la DTP de Skikda.

Nos remerciements au membre du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer ce travail et de participer à la soutenance.

Nous tenons à remercier également les enseignants de l'ENSTP, pour les cours, les conseils et leur pédagogie durant les années que nous avons passées à l'école. Et également l'équipe du département DIB en particulier **Mr F. FEDGHOUCH** et **Mr HAMADI KAMEL,** les **Mmes BOURBIA MAHDIA**, **MAKOUDI IMANE** et ainsi que le personnel de la bibliothèque qui nous a aidé.

Dédicace

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin
Ma sœur Radia et mes frères Moncef et nadjib qui m'ont soutenu et aidée tout le long de mon parcours. Ainsi que toute ma famille.

Dédicaces

A ma mère, qui grâce à son encouragement et son grand sacrifice, elle est 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 elle. Je prie le bon Dieu de la bénir, de veiller sur elle, en espérant qu'elle sera toujours fière de moi.

A mes très chers frères Nazim, Ihab et Ilyes

ملخص

في إطار الحصول على شهادة مهندس الدولة في الأشغال العمومية ،اخترنا موضوع هندسة الموانئ والهندسة الساحلية كموضوع لمشروع نهاية دراسة تم اقتراح الموضوع من قبل شركة ميناء سكيكدة و هو يدور حول دراسة إصلاح أساس ميناء سكيكدة القديم من خلال تطبيق كل ما اكتسبناه من معرفة خلال سنوات الدراسة في المدرسة العليا الاشغال العمومية

استندت الخطوة الأولى ال جمع البيانات و المعلومات العامة عن البيئة البحرية ة الهياكل البحرية ،بعد ذلك تم جمع البيانات المتعلقة بالمشروع المدروس ،تم عرض ثلاثة متغيرات و بفضل التحليل متعدد المعايير ، تمكنا من اختيار الرصيف الذي كان أكثر ملاءمة لهذا المشروع، بعد ذلك انتقلنا إلى حساب ثبات هيكل الرصيف ،و في الختام قدمنا دراسة الا ثر البيئي وفقا الا إطار القانون الجزائري من أجل ضمان أن هذا المشروع لا يضر بالبيئة ،لقد خصصنا فصلا للبحث الببليوغرافي عن الجرف و التنقيب عن المواد

الكلمات المفتاحية الهياكل البحري،ميناء، رصيف، إصلاح أساس، التجريف، ازالة الصخور

Résumé :

Dans le cadre de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, nous avons opté pour un thème d'ingénierie portuaire et côtière comme thème pour notre projet de fin d'études.

Le thème traité est proposé par l'entreprise portuaire de Skikda et il s'agit de rempiétement du quai Marinelle l'ancien port de Skikda. Ce modeste travail a été effectué dans un cadre professionnel qui a comme vocation , la mise en application de l'ensemble de nos connaissances acquises au cours des années d' études à L'ENSTP.

La première étape s'est basée sur la collecte des données et informations générales sur le milieu marin et structures maritimes. Par la suite, la collecte de données relatives au projet étudié à savoir, les données météorologiques, océanographiques, physiques et géotechniques.

Trois variantes ont été proposés, grâce à l'analyse multicritères nous avons pu choisir la variante là plus optimale et plus adaptés à ce projet. Et puis on a procédé à des calculs de stabilité de la variante retenue et l'étude de la poutre de couronnement.

Pour conclure, nous avons présenté une étude d'impact sur l'environnement conforme au cadre juridique algérien dans le but de nous assurer que ce projet ne porte pas atteinte à l'environnement et à l'écosystème établi en zone de projet.

Nous avons consacré un chapitre à la recherche bibliographie portant sur le rempiétement et dragage et le déroctage des matériaux.

Mots clés : ouvrage maritime, quai, approfondissement, rempiétement, stabilité, dragage, déroctage.

ABSTRACT :

As part of the obtention of our State Engineer Degree in Public Works, we opted for a theme of port and coastal engineering as a theme for our final project.

The theme is proposed by the port company of Skikda and it is the remodeling of the quay Marinelle the old port of Skikda. This modest work was carried out within a professional framework which has as a vocation, the implementation of application of all our knowledge acquired during the years of study at ENSTP.

The first step was based on the collection of data and general information on the marine environment and maritime structures. Thereafter, the collection of data related to the project studied, namely, meteorological, oceanographic, physical and geotechnical data.

Three variants were proposed, thanks to the multi-criteria analysis we were able to choose the more optimal and more adapted variant to this project. And then we proceeded to stability calculations of the selected variant and a study of the crowning beam.

To conclude, we presented an environmental impact study in accordance with the Algerian legal framework in order to ensure that this project does not harm the environment and the ecosystem established in the project area.

We devoted a chapter to the bibliography research on the rempiétement and dredging and the derobbing of materials

Key words: maritime structure, quay, deepening, repacking, stability, dredging, excavation.

Liste des figures

Chapitre I : généralité sur le milieu marin et les ouvrages maritime

Figure I.1 Représentation de la houle **07**

Figure I.2. Propagation de la houle **07**

Figure I.3 diffraction par deux brise-lames **08**

Figure I.4 Réfraction sur une plage **09**

Figure I.5 Phénomène de la marée **09**

Figure I. 6 Courant de surface **11**

Figure I.7 Trajectoire des courant thermohaline **12**

Figure I.8 : Coupe type digue a talus **15**

Figure I.9 : Coupe type digue vertical **16**

Figure I.10 : Coupe type Digue mixte **16**

Figure I.11 : Les Unités de blindages **17**

Figure I.12 : Ducs d'albe **19**

Figure I.13 : Appontements **19**

Figure I.14 : coupe type murs en blocs **20**

Figure I.15 : coupe type murs caissons **21**

Figure I.16: caissons préfabriqués **21**

Figure I.17: Coupe type murs contreforts **22**

Figure I.18 : Rideau de palplanches **22**

Figure I.19 : Coupe type paroi moulée **23**

Figure I.20: Cales sèches **24**

Chapitre II : présentation du projet et collecte de données :

Figure II.17 : Plan de dragage de l'avant-port de l'ancien port de Skikda **60**

Figure II.18 : Limite de la zone a dérocter de la darse.....**61**

Figure II.19: Limite de la zone de déroctage de l'avant-port.....**61**

Chapitre III :la réserve de stabilité de l'ancien quai marinelle

Figure III.1 : Caractéristique de la grue **75**

Figure III.2 : Dimension de la grue **76**

Figure II .1 : Ports de Skikda et situation du site d'étude au niveau de l'ancien port 26

Figure II .2. : Plan de masse de l'ancien port de Skikda.....**28**

Figure II.3 : Carte géologique du nord-est Algérie.....**29**

Figure II.4 : Sismicité nord Algérie -la région de Skikda.....**30**

Figure II.5 : Emplacement des investigations in situ **40**

Figure II.6 : Principe de la sismique refraction.....**53**

Figure II.7: Profils sismiques réalisés par le LEM durant la campagne de juin 2020 .....**53**

Figure II.8 : Exemple d'un profil sismique.....**54**

Figure II.9: Epaisseur couche meuble.....54

Figure II.10: Situation des points de sondages carottés.....**56**

Figure II.11 : Situation des points de sondages **56**

Figure II.12 : Micaschiste **57**

Figure II.13 : Quartzite **57**

Figure II.14 : Argilite.....**58**

Figure II.15: Schéma représentant les différents niveaux de références altimétriques.....**59**

Figure II.16: Plan de dragage de la passe de la darse à l'ancien port de Skikda **69**

Chapitre IV : Présentation des variantes du quai et vérification de la variante retenue :

Figure IV.1. Coupe du quai en bloc a -13m.....**90**

Figure IV.2 : Schéma statique de calcul 121

Figure IV.4 : Schéma statique de calcul 121

Figure IV.5: Schéma statique de calcul 122

Figure IV.6 : Schéma statique de calcul 122

Figure IV.7: Schéma statique de calcul 123

ANEXXE B : Plans relatifs aux variantes d'aménagement

Figure B 2.1 : Plan de déroctage pour le scenario 1

Figure B 2.2 : plan de déroctage pour le scenario 2

Figure B 2.3 : plan de déroctage pour le scenario 3

Figure B.2.4 : coupe quai en bloc a -11.50 m

Figure B 3.1 : plan de déroctage pour le scenario 1

Figure B 3.2 : plan de déroctage pour le scenario 2

Figure B 3.3 : plan de déroctage pour le scenario 3

Figure B.3.4 : coupe quai en bloc a -13 m

Figure B.3.5: coupe quai en caisson a -13 m

Figure B.3.6: profil pieux a -13 m

ANNEXE C : Dimensionnement des quais à -13.00m

Figure C.1 : Vue en élévation et en plan du bloc type 1

Figure C.2 : Vue en élévation et en plan du bloc type 2

Figure C.3. : Vue en élévation et en plan du bloc type 3

Figure C.4 : Vue en élévation et en plan du bloc type 3

Figure C.5 : Géométries de la poutre de couronnement

Liste des tableaux

CHAPITRE II : présentation du projet et collecte de donnes

Tableau II.1 : les données de la distribution des vents et les données relatifs à l'état des houles au large....31
Tableau II.2 : Fréquences d'observation mensuelles par direction au large (1 mois = 100%). 32
Tableau II.3 : récapitulatif direction houle au large....33
Tableau II.4 : les états de la mer caractérisé par des degrés....33
Tableau II.5 : Fréquence par direction des différents états de la mer au large....33
Tableau II.6. : Relation amplitude - période de la houle au large en %....34
Tableau II.7 : Les résultats de l'étude pour la houle au large....34
Tableau II.8 : longueurs de fetch selon la direction des vents....35
Tableau II.9 : récapitulatif des résultats de houles des différentes observations....35
Tableau II.10: Caractéristique de navireactuel....39
Tableau II.11 : Caractéristique de navire prévue....40
Tableau II.12 : récapitulatif des essais réalises....41
Tableau II.13 : consistance des travaux de reconnaissances géotechniques....42
Tableau II.14: coordonnées des points de reconnaissance géotechnique....43
Tableau II.15: liste des essais leurs normes....43
Tableau II.16: résultats des essais SPT....46
Tableau II.17: résultats des sondages pressiométriques....47
Tableau II.18 : résultats des essais de laboratoire....49
Tableau II.19 : Résume des valeurs calcules des moyens harmoniques du module pressiométrique (E) et la pression limite (PL) pour chaque pressiomètre ainsi que la classification de site....51
Tableau II.20 : coordonnées sondages carottés....55
Tableau II.21: résultats de dragage et déroctage pour le bassin de la darse....60
Tableau II.22 : résultats de dragage et déroctage pour le bassin de l'avant-port....61

Chapitre III : La réserve de stabilité de l'ancien quai marinelle

Tableau III.1 : donnes physiques et géotechniques....65
Tableau III.2 : Valeurs des caractéristiques géométriques des blocs....66
Tableau III.3 : Valeurs des caractéristiques géométriques des remblai au-dessus des blocs ...67
Tableau III.4 : Récapitulatif des coefficients de poussées....68
Tableau III.5 : Récapitulatif des coefficients de poussées....69
Tableau III.6 : poussés des terres sur le quai, cas statique....70
Tableau III.7: poussés des terres sur le quai, cas dynamique....71
Tableau III.8 : poussés due aux surcharges sur le quai, cas statique....72
Tableau III.9: poussés due aux surcharges sur le quai, cas dynamique....72
Tableau III.10: récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas statique....72
Tableau III.11: récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas dynamique....73
Tableau III.12: récapitulatif des poussés du aux surcharges sur le quai cas statique....73
Tableau III.13: récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur le quai cas dynamique....73
Tableau III .14 : Coefficients de sécurité....77
Tableau III.15 : récapitulatif calcul des efforts dans le cas statique....78
Tableau III.16 : récapitulatif calcul des efforts dans le cas dynamique....79
Tableau III.17 : vérification stabilité au glissement et renversement cas statique....80

Tableau III.18 : vérification stabilité au glissement et renversement cas dynamique 80

CHAPITRE IV : Présentation des variantes du quai et vérification de la variante retenue

Tableau IV.1 : Estimation des coûts des quais par mètre linéaire et des revêtements par mètre carrée.....86
Tableau IV.2 : les notes obtenues pour les variantes étudier.....87
Tableau IV.3 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -11.50m pur le quai 88
Tableau IV.4 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour le quai en blocs 88
Tableau IV.5 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour le quai sur caisson..... 89
Tableau IV.6 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour le quai en pieux..... 89
Tableau IV.7 : caractéristique du navire projet.....91
Tableau IV.8 : caractéristiques géométriques du bloc type 1 92
Tableau IV.9 : caractéristiques géométriques du bloc type 2 93
Tableau IV.10 : caractéristiques géométriques du bloc type 3 93
Tableau IV.11 : caractéristiques géométriques du bloc type 4 93
Tableau IV.12 : caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement 94
Tableau IV.13 : valeurs des caractéristiques géométriques des remblai au-dessus des bloc....94
Tableau IV.14 : récapitulatif des caractéristiques géométriques des blocs, de poutre de couronnement et des terres.....95
Tableau IV.15 : résultats des coefficients de pousées.....96
Tableau IV.16 : récapitulatif des poussées des terres 96
Tableau IV.17 : résultats des poussées du au surcharg.....97
Tableau IV.18 : Effort due au (marnage, bollard, pousses hydrodynamique) 97
Tableau IV.19: Caractéristique de la grue type LHM 600.....97
Tableau IV.20 : résultats de la poussée du a la grue.....98
Tableau IV.21 : Valeurs des coefficients de sécurité.....98
Tableau IV.22 : résultats de la vérification total (poids des terres, marnage et .surcharges) ..99
Tableau IV.23 : résultats de la stabilité total au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres, marnage et grue) dans le cas statique.....100
Tableau IV.24 : vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 grue q+ pousse hydrodynamique) 101
Tableau IV.25 : vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 surcharge d'exploitation+ pousse hydrodynamique) 102
Tableau IV.26: vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre, poussée des terres + marnage + 1,5 grue q+ pousse hydrodynamique) 103
Tableau IV.27: vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 surcharge d'exploitation q+ pousse hydrodynamique) 104
Tableau IV.28 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4) 105
Tableau IV.29 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4+Bloc 3) 105
Tableau IV.30 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4+Bloc 3+bloc 2) ..106
Tableau IV.31 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas statique) 107

Tableau IV.32 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas statique) 108
Tableau IV.33 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas statique) 109
Tableau IV.34 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas statique) 110
Tableau IV.35 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme ascendant) 111
Tableau IV.36 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme descendant) 112
Tableau IV.37 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme ascendant) 113
Tableau IV.38 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme descendant) 114
Tableau IV.39 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme ascendant) 115
Tableau IV.40 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme descendant) 116
Tableau IV.41 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme ascendant) 117
Tableau IV.42 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme descendant) 118
Tableau IV.42 : vérification de la stabilité totale au poinçonnement pour tous les cas.....119
Tableau IV.43 : vérification de la stabilité au poinçonnement 120

ANNEXE A : réfraction de la houle

Tableau A.1 : nombre d'observation d'états de mer par mois
Tableau A.2 : fréquence mensuelle par direction au large

ANNEXE C : dimensionnent du quai -13m

Tableau C.1 : les dimensions du bloc 1
Tableau C.2: les dimensions du bloc 2
Tableau C.3: les dimensions du bloc 3
Tableau : C.4 : les dimensions du bloc 4
Tableau C.5: les dimensions de la poutre de couronnement

Sommaire

Annotations .....
Liste des figures.....
Liste des tableaux .....
Introduction générale .....
Recherche bibliographique .....
Diffèrent technique de rempiétement des quais 01
Les différentes formes d'activité de dragage 03
CHAPITRE I : Généralité sur le milieu marin et les ouvrages maritime .....
I.1. Généralités sur le milieu marin 06
I.1.1. Introduction..... 06
I.1.2. Généralités sur les mouvements de la mer..... 06
I.1.2.1. Les mouvements ondulatoires..... 06
I.1.2.1.1. La houle 06
I.1.2.1.2. La marée 09
I.1.2.1.3. Les seiches 10
I.1.2.2. Les courants 10
I.1.2.2.1. Définition du courant 10
I.1.2.2.1.1. Courant océanique 10
I.2. Généralité sur les ouvrages maritimes 12
I.2.1. Définition d'un port 12
I.2.2. Rôles d'un port 12
I.2.3. Types de port..... 13
I.2.3.1. Classification par fonctions principales 13
I.2.3.2. Classification par implantation géographiques 14
I.2.4. Ouvrage composant un port 14
I.2.4.1. Les ouvrages extérieurs 15
I.2.4.1.1. Les digues 15
I.2.4.1.2. Les jetées 17
I.2.4.2. Les ouvrages intérieurs 18
I.2.4.3. Les ouvrages d'accostages 18
I.2.4.4. Les ouvrages d'entretien 24
I.3. Conclusion 14
Chapitre II : Présentation du projet et collecte de données 26
II.1. Cadre géographique..... 26
II .1.1Situation géographique du site de projet 26
II .2. Données physique du port 27
II 2.1 Description générale de l'ancien port de Skikda 27
II .3. Cadre géologique de la zone d'étude..... 29
II.3.1 Géologie 29

II .4. Sismicité de la zone d'étude 29
II .5. Donnes météorologiques et hydrographiques 30
II .5. 1.Données Météorologiques 30
II .5. 1.1 Le climat 30
II .5. 1.2. Les vents 31
II .6. Données hydrographiques 32
II .6.1. Houles 32
II .6.2. L'humidité 36
II .6.3. Les courants 36
II .6.4. Niveaux d'eau 36
II .6.5. Sédimentologie sous-marine 37
II .6.6. Hydrologie 37
II .6.6.1. Caractéristiques hydrogéologiques des bassins versants nord constantinois 37
II .7. Évaluation des risques naturels majeurs 38
II .7.1. Séisme 38
II .7.2. Inondations 38
II.8. Présentation du projet 39
II.8.1. Objectif du projet 39
II.8.2. Description du quai Marinelle objet de cette étude 39
II.9. Reconnaissances du quai marinelle et établissement du programme de la compagne géotechniques 40
II.9.1. Établissement du programme de la compagne géotechniques 40
II.9.2. Résultats de la compagne géotechnique 42
II.9.2.1. Programme compagne goetechniques 42
II.9.3. Résultats de la compagne géotechniques 44
II.9.3.1 Essais in situ 44
II.9.3.2. Sondages carottés 44
II.9.3.3. Résultats des essais SPT 46
II.9.3.4. Sondages pressiométriques 46
II.9.3.5. Conclusion compagne géotechniques 51
II.10. Approfondissement bassin du port de Skikda 52
II.10.1. Introduction 52
II.10.2. Donnes utilisées 52
II.10.2.1. Reconnaissance géophysique 52
II.10.2.2. Reconnaissance géotechnique 55
II.10.2.3. Plan dragage et calcul du volume 58
II.10.3. Conclusion 62
Chapitre III : La réserve de stabilité de l'ancien quai marinelle 64
III.1. Introduction 64
III.2. Consistance de la vérification 64
III.2.1. Hypothèse de calcul 65
III.3. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai 65
III.3.1. Caractéristiques géométriques des blocs 65

III.3.2. Caractéristiques géométriques des terres 67
III.4. Différentes sollicitations agissant sur le quai 67
III.4.1. Calcul des efforts 67
III.4.1.1. Calcul des coefficients de poussées 67
III.4.1.2. Poussées dues à la surcharge d'exploitation 71
III.4.1.3. Poussée hydrostatique de marnage 74
III.4.1.4. Poussée hydrodynamique 74
III.4.1.5. Effort d'amarrage 74
III.4.1.6. Poussées dues à la grue 75
III.4.1.7. Effort dû au séisme 76
III.5. Vérification de la stabilité du quai existant 76
III.5.1. Combinaisons de charges 76
III.5.2. Récapitulatif des efforts dans le cas statique 78
III.5.3. Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique 79
III.6. Conclusion 80

CHAPITRE IV:Presentation des variantes du quai et verification de la variante retenue .....

IV.1. Introduction 83
IV.2 Les différentes variantes proposées 83
IV.2.1. Description technique des variantes d'aménagements 83
IV.2.2. Scenario d'approfondissement du quai marinelle 83
IV.3. Comparaison des variantes présentés 85
IV.4. CALCUL DES VOLUME DE DRAGAGE ET DE DEROCTAGE 88
IV.5. L'objet de la note de calcul 90
IV.6. Caractéristiques des navires du projet 91
IV.6.1. Calcul des défenses 91
IV.6.2. L'effort dans le bollard 92
IV.7. Détermination des efforts agissants sur le mur du nouveau quai 92
IV.7.1.les caractéristiques des blocs et de la poutre de couronnement 92
IV.7.2. Poids des terres 94
IV.7.3. Calcul des coefficients de poussées 95
IV.7.4. Vérification de la stabilité totale du mur du nouveau quai 98
IV.7.4.1. Cas statique 98
IV.7.4.2. Cas dynamique 100
IV.7.5. Vérification de la stabilité partielle du nouveau quai 105
IV.7.5.1. Cas statique 107
IV.7.5.2. Cas dynamique 111
IV.7.6. Vérification de la capacité portante du sol (au poinçonnement) 119
IV.8. Étude du couronnement 120
IV.8.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement

IV.8.1.1. Efforts horizontaux 120
IV.8.1.2. Efforts verticaux 121
IV.8.2. Cas de charge 121
IV.9.3. Combinaisons de charge 123
IV.9.4. Ferraillage de la poutre de couronnement 124

CHAPITRE V : L'impact sur l'environnement. 129

V.1. Introduction 129
V.1.1. Présentation du maitre de l'ouvrage et maitre d'ouvre 129
V.2. Cadre juridique 129
V.2.1 Etude d'impact sur l'environnement 129
V.3. Importance globale de l'impact 130
V.4. Evaluation de l'importance des impacts..... 130
V.4.1. Type d'impact 130
V.4.2. Etude d'impact sur l'environnement du rempiétement 132
V.4.3.Etude d'impact des travaux de deroctage 132
V.4.3.1.Impact sur le milieu physique 132
V.4.3.2.Impact sur le milieu biologique..... 133
V.4.3.3.Impact le milieu humain 134
V.4.4. Mesures d'atténuation…….....134
V.4.4. 1. Mesure d'atténuation liée au dragage et déroctage.....134
V.5. Programme de surveillance et de suivi des travaux de dragages.....135
V.5.1. Surveillance environnemental.....136
V.5.2. Suivi environnemental.....136
V.6. Conclusion.....137
Conclusion General.....138

ANNEXE A : réfraction de la houle……
A.1 : introduction ……
A.2 : principe de calcul de la réfraction de la houle ……
A.3 : donne de base …….
A.3.1 : donnes de houles au large ……
A.3.2 : donnes bathymétriques ……
A.4 : principe d'observation de l'analyse des données S.S.M.O…….
A.5 : direction de la houle au large …….
ANNEXE B : plans relatifs aux variantes d'aménagement…….
B.1 : introduction …….
B.2 : plan d'approfondissement a -11.50 m…….
B.3 : plan d'approfondissement a -13 m……...
ANNEXE C : dimensions du quai a -13 m……...
C.1 : introduction …….
C.2 : caractéristiques géométriques…….
C.2.1 : Bloc type 1……
C.2.2 : Bloc type 2……
C.2.3 : bloc type 3…….
C.2.4 : Bloc type 4……
C.2.5 : poutre de couronnement ……...

Introduction générale :

En Algérie, Le port est un outil privilégié du développement économique et des échanges extérieurs de marchandises.

Le secteur portuaire doit s'adapter d'une part, aux mutations socio-économiques caractérisées par des exigences de développements internes d'un pays et, d'autre part, aux nouvelles contraintes et évolutions économiques, technologiques et environnementales du transport maritime.

Le thème de ce projet de fin d'étude est consacré au rempiétement du quai Marinelle de l'ancien port de Skikda proposé par l'entreprise portuaire de Skikda

Le premier chapitre est dédié à une recherche sur le milieu marin et aux ouvrages portuaires, le deuxième chapitre est consacré à la présentation et à la collecte des données du projet.

Le chapitre trois porte sur la vérification de la stabilité de l'ancien quai, le chapitre suivant porte sur l'étude des variantes structurelles proposé en prenant en considération les besoins du projet puis la vérification de la variante retenue.
Le chapitre cinq est l'étude d'impact de notre projet sur l'environnement

Pour conclure, nous avons également développé un chapitre de recherche bibliographique qui porte sur les différentes techniques de rempiétement et sur le dragage et le déroctage des matériaux.

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Technique de rempietement et dragage des materiaux

2020/2021

ENSTP

Définition du rempiétement :

Il s'agit du confortement d'un quai existant par la réalisation d'une nouvelle structure qui permet d'assurer l'accostage des navires et la stabilité face aux différentes sollicitations agissant sur le quai

Diffèrent Techniques de rempiétement des quais :

- ❖ Rempiétement en palplanches

Les palplanches constituent un rideau vertical ou incliné soutenant le terre-plein, une poutre de rive très rigide permet l'accostage des navires, ceux-ci sont attachés à un système d'ancrage. On distingue :

-Les palplanches métalliques.

-Les palplanches en béton armé.

Le sol doit permettre le battage du profil de palplanche retenu, car en cas d'un sol dur et consistant, il est difficile d'obtenir la fiche voulue. Lorsqu'on a des grandes hauteurs, l'utilisation des tirants est nécessaire, il faut s'assurer que leur pose ne mène pas à une démolition trop importante des éléments de la structure existants.

- ❖ Rempiétement en dalle sur pieux

Cette variante assure le confortement des quais et leur rempiétement à la côte voulue. L'ouvrage, dont la magistrale avancera d'une certaine distance par rapport au front d'accostage d'origine, est composé :

- D'une file longitudinale de pieux forés et battus jusqu'à la côte voulue.

- D'un rideau intermédiaire de petits pieux juxtaposés forés et battus jusqu'à la côte voulue et puis arasés.

Ce rideau permet le soutènement du massif d'enrochement mis en place au pied des quais confortés, ainsi que celui du sol de fondation de ces derniers après dragage du fond d'origine à la cote désirée

- D'éléments préfabriqués en béton armé ayant la forme de « mur en T » et une épaisseur e.

Ces éléments utilisés comme coffrages pour le coulage d'un masque en béton maigre devant les quais à conforter servent aussi à reporter, par l'intermédiaire de pièces d'appui en béton armé, les charges aux pieux.

- D'un masque en béton maigre d'une certaine épaisseur, coulé en place.

- D'un couronnement en béton armé, coulé en place, reposant d'une part sur les pieux et d'autre part sur les quais existants dont l'ancienne superstructure serait démolie.

- De tirant d'ancrage, d'accessoires et de plaques préfabriquées en béton armé.

❖ Rempiétement en blocs

Cette variante permet le confortement des quais existants : Elle consiste, en l'implantation à une profondeur du front d'accostage d'origine, d'un quai en blocs composé :

-D'une assise en enrochement.

-D'un empilement en certains nombres de blocs en « I » préfabriqué en béton

-D'un matériau en tout-venant de carrière pour le remplissage des évidements des blocs

- D'un remblai en tout-venant de carrière déversée à l'arrière des blocs

-D'un cavalier en enrochements en pied de quai pour la protection contre les affouillements,

- D'un couronnement en béton armé coulé en place.

❖ Rempiétement en paroi berlinoise

Cette structure est composée de profilés en béton armé ou métallique de forme « H ». Ces profilés régulièrement espacés sont enfoncés dans le sol à la cote voulue.

Ils sont fixés en pied par des armatures battues dans le sol et maintenues en tête par des tirants ancrés à des plaques en béton armé. Les problèmes posés de cette technique :

- Stabilité du quai en phase d'exécution.

- Elle ne se posera qu'en phase chantier avant prise du béton.

- Utilisation d'un matériel spécifique certainement coûteux dans le creusement de

tranchées dans le cas d'un sol consistant.

- Corrosion en surface.

❖ Rempiétement par injection

Les travaux portent essentiellement sur le sol de fondation sans modifier la structure du quai initial, il s'agit d'obtenir un renforcement du sol en place sous et devant l'ouvrage, enaméliorant ses caractéristiques mécaniques, notamment sa cohésion. L'injection de coulis est réalisée à l'aide de forages tubés pouvant traverser l'ouvrage.

❖ Rempiétement en encorbellement

Les travaux présentent le phasage suivant :

-Injection préalable de la base du quai : confortement sous l'eau des zones du front d'accostage présentant des trous importants.

-Démolition du bloc supérieur du quai.

-Réalisation d'une poutre d'accostage avec armatures en attente.

-Forage dans le quai, mise en place, scellement et précontrainte des tirants verticaux.

-Dragage en pied d'ouvrage :

Ce dragage particulièrement soigné devra se faire par passes de hauteur limitée, le positionnement en place devra être précis, à cet effet on pourra utiliser un ponton pour écarter la drague du quai. A l'issue de chacune des passes, les plongeurs devront opérer une reconnaissance du quai. En cas d'affouillement en pied, on devra d'une part mettre en œuvre dans cette zone les profilés métalliques pour clouter la fondation, et d'autre part procéder à des confortements à l'aide de béton immergé et/ou de résines.

- Mise en place des amortissements d'accostage.

❖ Rempiétement en paroi moulée

Le principe de la paroi moulée dans le sol consiste à excaver une tranchée verticale de grande profondeur à partir du niveau du sol. La tranchée est toujours remplie par une boue thixotropique qui équilibre les poussées latérales dues au terrain sans risquer les éboulements des parois. L'excavation descendue soit en bon sol (cas d'une fondation profonde), soit avec une fiche suffisante (cas d'un soutènement). On met en place les cages d'armatures et en effectue le remplissage de l'excavation par un béton coulé à la goulotte (tube plongeur) dans la boue thixotropique. Le béton, plus dense, reste en fond et fait remonter progressivement la boue que l'on récupère et qu'on recycle.

❖ Autres types de rempiétements

Il existe d'autres méthodes pour réaliser un rempiétement de quai, certaines s'apparentent à la réfection de parement, telle l'utilisation de béton projeté pour consolider un mur en maçonnerie par exemple, pour un ouvrage de ce type, il peut être intéressant de construire une poutre horizontale en béton armé permettant l'appui de tirant forés dans la maçonnerie et ancrés en arrière. Des parois de béton armé en L stabilisées par remblaiement ont été employées pour des quais de faible hauteur accueillant des navires de pêche. Dans le cas d'un substratum rocheux affleurant, l'approfondissement de la souille par exemple déroctage en pied du quai a pu être réalisé sans renforcement de la structure initiale.

✓ **Le dragage :**

Le dragage consiste en l'extraction de matières ou matériaux présents sur le fond d'un plan d'eau. Cette opération peut être réalisée dans plusieurs contextes et selon différents objectifs tels que le creusement de bassins ou chenaux dans le cadre du génie portuaire, l'entretien et le curage des cours d'eau menacés d'envasement et permettant le passage de navires, le remblaiement de terres ou de plages sur la mer.
Le dragage est effectué par des engins et des navires spécialisés, conçus et adaptés pour répondre à la nature de l'opération et au contexte environnemental dans lequel ils sont utilisés. Ce travail peut être statique ou mobile ; les matières extraites sont stockées à bord avant d'être évacuées.

LES DIFFÉRENTES FORMES D'ACTIVITÉS DE DRAGAGE

Le dragage comprend plusieurs formes d'activités.

❖ LE DRAGAGE PORTUAIRE

Le besoin constant d'agrandir ou d'approfondir les ports maritimes pour accueillir plus de navires et de plus importants volumes de marchandises nécessite des opérations de dragage spécifiques. En outre, les navires étant de plus en plus imposants, les chenaux d'accès doivent être élargis et approfondis pour faciliter leur navigation en toute sécurité. Il s'agit donc d'excaver les sols ou les alluvions sous l'eau, depuis la berge, depuis un navire ou depuis une barge spécialisée.

❖ LE REMBLAYAGE :

Il s'agit de l'extraction du sable en vue de constituer de nouvelles terres gagnées sur la mer. Si dans certaines régions du monde cela sert à la construction des bâtiments, cette opération permet également de reconstituer les plages dévastées par les tempêtes et menacées d'érosion, et de mieux protéger les terres voisines des risques d'inondations.

❖ DRAGAGE ET OPÉRATIONS D'EXTRACTION DE GRANULATS :

Le sable et le gravier, qui constituent les agrégats marins, sont utilisés pour la fabrication du béton. Ils sont extraits en pleine mer, à des profondeurs importantes, à raison de plusieurs dizaines de milliers de tonnes. L'extraction de calcaire permet quant à elle l'amendement agricole.

❖ DRAGAGE ET ENTRETIEN PORTUAIRE :

Les zones et installations portuaires étant souvent localisées au cœur des estuaires de fleuves ou de rivières, ou alors bien en amont, le va-et-vient des marées et les écoulements d'eaux fluviales charrient en permanence des sédiments qui se déposent sur les sols. Les rythmes sont variables mais le dépôt est constant et peut perturber la navigation. Ainsi, le dragage doit être réalisé régulièrement dans le cadre de l'entretien des chenaux et des bassins afin d'en maintenir la profondeur et de permettre aux navires de circuler sans entrave et en toute sécurité.

CHAPITRE I

Généralités sur le milieu marin et les ouvrages maritimes

2020/2021

ENSTP

CHAPITRE I

I.1. Généralités sur le milieu marin :

I.1.1. Introduction :

Les êtres humains ont toujours utilisé les mers comme moyen de communication, mais en même temps, ils doivent établir un refuge pour assurer la connexion entre la terre et la mer. Ils doivent également défendre leur territoire contre les assauts de la mer. Le développement de ces projets nécessite une compréhension approfondie des différents mouvements de la mer.

Ce chapitre se concentre sur les concepts de base liés au mouvement de la mer et aux phénomènes naturels qui affectent toute structure dans l'environnement environnant.

Dans ce chapitre nous allons présenter le domaine des travaux maritimes a traves l'exposition des notions essentielles concernant les ports, leurs rôles et les différents ouvrages qui les constituent.

I.1.2. Généralités sur les mouvements de la mer:

L'attraction de la lune et l'action du vent jouent un rôle très important sur les mers. Cela se traduit par des phénomènes d'une durée de l'ordre de la demi-journée ou de la journée : les marées, et sous forme de phénomènes de plus courte période : la houle et les seiches. Ces agitations assaillent le littoral et les plans d'eau. Ils modèlent les fonds marins et façonnent les côtes. Pour réaliser des constructions sur des zones soumises à ces phénomènes, il est nécessaire de savoir correctement les prévoir donc d'être capable de les observer et de comprendre leur principe.

Le milieu marin est un milieu liquide souvent agité, cette agitation se manifestant principalement par diverses périodes de phénomènes d'oscillation et d'autres phénomènes de non-oscillation principalement provoqués par les courants.

I.1.2.1. Les mouvements ondulatoires :

Il s'agit de tout mouvement caractérisé par la période, l'amplitude, la vitesse et la longueur d'onde. Il est divisé en trois (03) ordres : la houle, la marée et les seiches.

I.1.2.1.1. La houle :

La surface de la mer présente généralement une série indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques , qui se propagent vers le rivage de manière plus ou moins uniforme. Ces ondulations produites par l'action du vent sont appelées pales ou vagues et forment ensemble un renflement. Ce dernier a une période allant de 3 à 25 secondes, et sa hauteur peut atteindre 30 mètres.

La houle est l'ensemble des ondulations produites par l'action du vent qui sont relativement régulières car les ondes sont suivies entre elles avec des amplitudes, des longueurs d'onde et des périodes différentes. De plus, la houle est définie comme un phénomène polychromatique car il se chevauche différentes vagues sinusoïdales.



Figure I.1 représentation de la houle

- **Caractéristique de la houle :**

La houle est caractérisée par plusieurs critères :

H : la hauteur de la houle (dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs en mètre).

✓ L : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives).

✓ T : la période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe).

✓ a : l'amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).

✓ g : la cambrure (le rapport H/L).

✓ c : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes L/T).

d : la profondeur au repos.

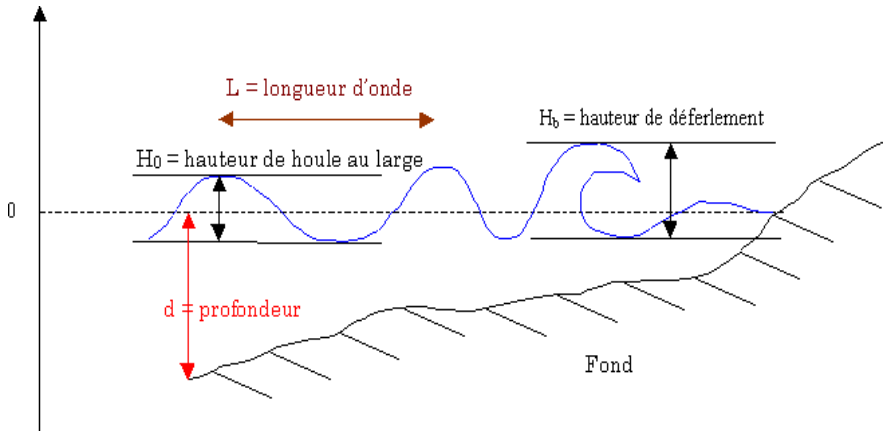


Figure I.2. Propagation de la houle.

- **La diffraction :**

Lorsque les variations de la topographie ne sont plus faibles devant les caractéristiques de la houle, par exemple lorsqu'elle rencontre un obstacle émergent naturel ou artificiel ou bien un courant inhomogène dans le plan horizontal, nous pouvons observer un phénomène de diffusion de l'onde dans les deux directions de la surface. Ce phénomène, plutôt appelé diffraction (voir la figure I.3) pour les houles, peut être décrit par la théorie linéaire. Il conduit à un élargissement de la répartition angulaire des directions de propagation de la houle.



Figure I.3 diffraction par deux brise-lames

- **La réflexion :**

Lorsque les variations du milieu ne sont plus très petites devant la longueur d'onde de la houle celle-ci peut être réfléchie. La quantité d'énergie réfléchie (respectivement transmise) au niveau d'un obstacle dépend de différents paramètres liés à la nature de l'obstacle, à sa configuration géométrique et aux paramètres de la houle.

L'obstacle rencontré peut être aussi bien une variation topographique que la présence d'un courant.

- **La réfraction :**

Sur des fonds en pente douce devant la longueur d'onde de la houle, le phénomène de réfraction (voir figure I.4) permet d'expliquer, dans la théorie linéaire, l'évolution de la hauteur des vagues et de leur longueur d'onde à l'abord d'une plage. Lorsqu'une houle se propage en direction d'une plage avec une incidence normale par rapport à celle-ci, le profil de la houle est modifié par la variation de la topographie. Comme la période de la houle reste constante, le nombre d'onde de la houle n'est fonction que de la profondeur d'eau, via la relation de dispersion. Dans ce cas, la hauteur d'une houle linéaire peut être déduite à partir des seules variations de la profondeur d'eau, en partant de l'hypothèse de conservation du flux d'énergie



Figure I.4 Réfraction sur une plage.

- **Le déferlement :**

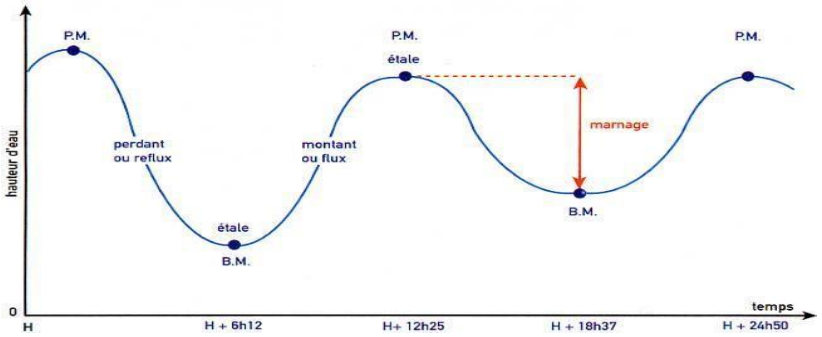
La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint, une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux, soit par réduction de la longueur d'onde qui résulte de la diminution de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

I.1.2.1.2. La marée :

On appelle marée le mouvement périodique qui affecte le niveau général des mers et des océans, et dont la manifestation la plus fréquente, en particulier sur les cotes , est une oscillation d'amplitude très variable (de 0,3 à 15 m) et de période de l'ordre de grandeur de la demi-journée ou de la journée.

Le vocabulaire relatif aux marées est riche du fait de son importance dans la vie des humains. On appelle marnage l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la basse mer et la pleine mer suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est le montant

le niveau baisse pendant le perdant. La variation du niveau de l'eau est accompagnée de courants de même période, appelés courants de marée



P.M : pleine mer

B.M: basse mer

Figure I.5 phénomène de la marée

I.1.2.1.3. Les seiches :

Les seiches sont des oscillations périodiques, amorties ou entretenues, des grands plans d'eau (rades, bassins portuaires, canaux, détroit, lacs, etc). Ce sont des ondes de gravité, de période comprise dans la gamme de l'ordre de grandeur de la minute à quelques heures. Elles se manifestent principalement par des mouvements oscillants horizontaux, gênants pour les navires amarrés, et par des mouvements verticaux relativement faibles.

La courbure de ces ondes est donc très faible. De ce fait, elles relèvent de la théorie des ondes longues. Leurs longueurs d'onde étant grandes, les seiches diffractent peu. En revanche, elles peuvent entrer en résonance dans les bassins de forme géométrique simple, dont les périodes d'oscillations propres sont voisines de celles des seiches.

I.1.2.2. Les courants :

I.1.2.2.1. Définition du courant :

Les courants sont définis comme un mouvement horizontal régulier et périodique de l'eau Ce genre de déplacement est dû au vent, aux variations des forces inertiels (gravite et pression), différences de température, densité et salinité et aux forces de Coriolis (due à la rotation de la terre). Ils peuvent être classés en fonction de leur profondeur (surface, intermédiaire, profonde ou de fond) et également être qualifiés selon leur mécanisme de forçage, soit par le vent, soit par la thermohaline (développée ci-dessous) . Les types de courants comprennent :

✓ Courant océanique ;

✓ Courants de marée ;

✓ Courants de houle.

I.1.2.2.1.1. Courant océanique :

La circulation océanique correspond à l'ensemble des mouvements et des déplacements de l'eau à l'échelle planétaire. L'eau des océans se déplace constamment, autant en surface qu'en profondeur. De nombreux facteurs sont responsables de ce déplacement de l'eau: la température, la salinité, la densité, la rotation de la Terre, les radiations solaires, etc. s'écoulent de manière assez constante dans des directions précises selon les régions observées.

- **Courant de surface :**

Les courants de surface sont de grands mouvements continus d'eau générés par la friction des vents soufflant en surface des océans.

Par friction, les grands courants atmosphériques provoquent les courants marins de surface. Ainsi, la surface des océans suit sensiblement la même trajectoire que les vents dominants. Les courants de surface sont également influencés par la force de Coriolis due à la rotation de la Terre. Dans l'hémisphère Nord, ils dévient vers la droite alors qu'ils dévient en sens inverse

dans l'hémisphère Sud. Les courants de surface sont aussi déviés par la présence des continents. Ainsi cinq grands tourbillons océaniques(voir figure I.6) sont présents à l'échelle de la planète.

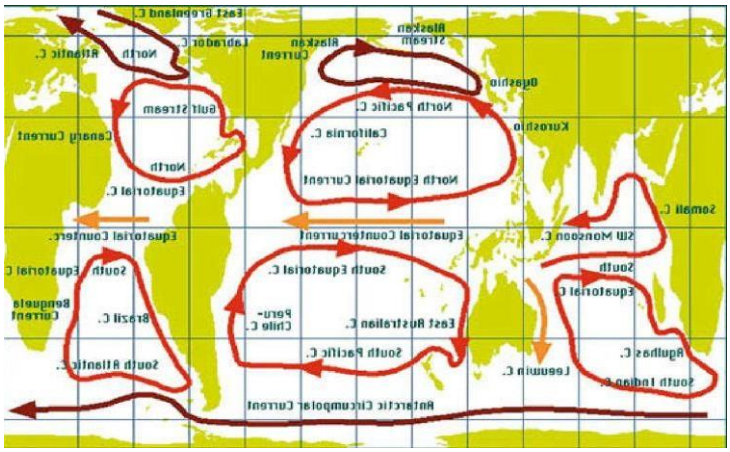


Figure I. 6 courant de surface

- **Courants de profondeur :**

Aussi nommés courants de densité, sont engendrés par des différences de température et de salinité dans l'océan. Les vents n'ont plus d'influence sur l'eau située en grande profondeur, à plus de 800 mètres. C'est la densité de l'eau qui joue un rôle dans la formation de courants marins de profondeur. L'eau plus dense plonge en profondeur alors que l'eau moins dense remonte en surface.

- ❖ L'eau salée est plus dense que l'eau douce. Plus la salinité de l'eau augmente et plus celle-ci devient dense. À un endroit où l'évaporation est grande et où les précipitations sont faibles, l'eau est plus salée. Cette eau est plus lourde et glisse sous les eaux dont la salinité est plus faible.
- ❖ L'eau froide est plus dense que l'eau chaude. Plus l'eau est dense, plus elle descend vers le fond. L'eau de surface se refroidit près des pôles, devient plus dense et coule vers le fond

- **Courants thermohaline :**

Les courants de surface et de profondeur sont étroitement liés et forment, globalement, la circulation thermohaline. Celle-ci est essentielle, car elle permet le transfert de chaleur entre les pôles et l'équateur. Sans elle, l'écart de température entre l'équateur et les pôles serait beaucoup plus marqué. La figure suivante(figure I.7) donne un aperçu du trajet de cette boucle thermohaline. En bleu, ce sont les eaux froides et salées qui circulent en profondeur. En rouge, ce sont les eaux chaudes et moins salées qui circulent plus en surface.

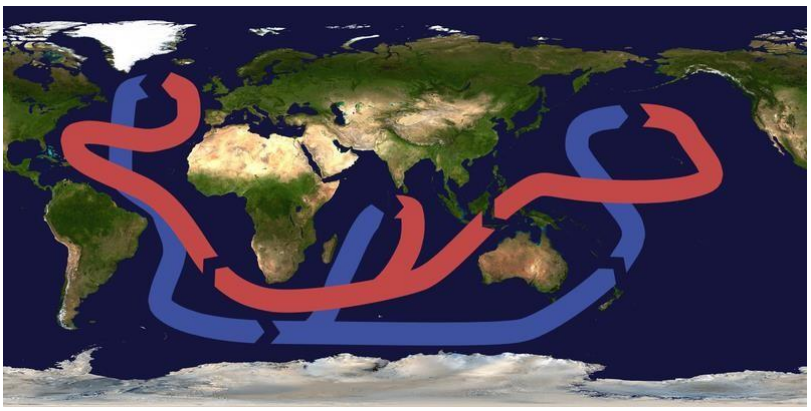


Figure I.7 trajectoire des courant thermohaline

I.1.2.2.1.2. Courants de marée :

Les courants de marée sont des courants de masse agissant sur toute la hauteur de la mer ; ce sont des phénomènes exclusivement ondulatoires, peu sensibles dans les mers profondes, ils augmentent d'intensité au fur et à mesure que la hauteur d'eau diminue. Les courants sont alternatifs si leur direction suit le sens de la marche de l'ondulation, giratoires dans le cas contraire. Pour les courants alternatifs on distingue les courants de flot qui s'établit après la marre basse et les courant jusant qui s'établissent après la marée haute.

I.1.2.2.1.3. Courant de houle :

Les vents perturbent la surface de la mer, ce qui conduit à la génération d'un mouvement oscillatoire des couches superficielles de l'eau entrainant la création de courant de même période. Plus le vent est fort et plus la distance de frottement sur l'eau est grande, plus la houle est forte ce qui implique un fort courant. Les courants de houle sont alternatifs et peu sensibles dans les mers profondes. Ils sont devisés en 3 catégories :

- ✓ Courant littoraux
- ✓ Courant de retour
- ✓ Courant d'expression

I.2. Généralité sur les ouvrages maritimes :

I.2.1. Définition d'un port :

Les ports sont des infrastructures artificielles situées dans les zones côtières, les rives des lacs ou les voies navigables, équipé et aménage pour permettre l'accostage des bateaux et navires à l'abri de la houle et des grands vents et aussi assurer toutes les opérations de commerce maritime (chargement et de déchargement des marchandises)

I.2.2. Rôles d'un port :

Les structures portuaires sont une composante essentielle de l'infrastructure de transport maritime et représentent un investissement majeur. Pour les premiers marins, les ports ont représenté des abris, des lieux de refuge aménagés sur les côtes lorsque les conditions de

navigation étaient sévères des points de ravitaillements pour l'équipage et les passagers, des lieux d'entretien et réparation des navires. Puis, ils se sont avérés des lieux de transit : chargement et déchargement des marchandises insérés dans les villes à une époque où les transports maritimes étaient de loin la voie la plus adaptée, ainsi que des lieux de stationnement des forces navales des nations maritimes.

Aujourd'hui les ports maritimes sont comme des poumons de l'économie mondiale qui constitue la jonction entre les modes de transport maritime et terrestre à travers le développement industriel des ports par la création d'installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières tels que les hydrocarbures et le gaz naturel importées ou exportées par voie maritime. Dans le même temps, les ports maritimes ont permis de développer des systèmes de distribution flexibles, localement et à l'échelle mondiale grâce à l'évolution des opérations de transit de marchandises et leur moyen de stockage et de conditionnement

I.2.3. Types de port :

La création et le développement des ports, nécessite l'indentification des fonctions que doit assurer le port. Les ports peuvent être classés soit par leurs fonctions principales, soit par leur implantation géographique

I.2.3.1. Classification par fonctions principales :

- ✓ **Port militaire :**

Ces infrastructures soutiennent les opérations militaires et sont généralement utilisées pour accueillir les navires de guerre. La taille des navires faisant escale dans ces ports peut varier considérablement, allant des petites embarcations, destroyers, sous-marins aux plus gros porte-avions. En conséquence de cela , le chenal de navigation doit être adéquat pour permettre aux plus grands navires d'accéder aux installations portuaires.

- ✓ **Port de plaisance :**

Ce type de port est spécialisés dans l'activité touristique puisqu'il permet d'accueillir les bateaux et navires des croisières de plaisance. Ils se situent dans les zones touristiques à travers le monde et sont associés aux complexes de divertissement se trouvant dans ces zones

- ✓ **Port commerce :**

Ces ports prennent en charge le chargement et le déchargement de marchandises commerciales et l'embarquement et débarquement des passagers et assurer le transit de marchandise soit vers un autre port soit vers une voie de transport terrestre. Les ports commerciaux peuvent être distinguer selon leur terminal eux même lies au type de la marchandise que l'on reçoit sur ces terminaux :

- ❖ Terminaux à conteneurs :

Ces ports traitent les marchandises expédiées dans des conteneurs spécialisés. Pour décharger ces navires, le port doit disposer de grues spécialisées conçues pour soulever les conteneurs des navires au quai.

- ❖ Terminaux de vrac liquide :

Ces installations portuaires prennent en charge le chargement et le déchargement de matières liquides, comme le pétrole, le gaz et le gaz naturel liquéfié (GNL). Pour faciliter le transfert des liquides à partir du navire, ces installations ont généralement des bras de chargement installés sur la structure du quai qui manœuvrent des tuyaux flexibles jusqu'au pont du navire.

- Terminaux de vrac sec :

Ces installations s'occupent du chargement et du déchargement de matériaux secs en vrac, tels que le charbon, le minerai de fer, les minéraux, céréales et le sucre. Ces installations sont généralement équipées d'un équipement spécialisé de manutention du vrac, tels que des bandes transporteuses, des empileurs, récupérateurs, chargeurs de navires, trémies.

- ✓ **Port de pêche :**

Le rôle de ces ports est de gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et à la commercialisation du poisson. Les différentes phases concernent la réception du poisson, son traitement, son conditionnement sous les formes les plus variées, sa commercialisation et, enfin, son expédition vers les lieux de consommation.

I.2.3.2. Classification par implantation géographiques :

Les sites d'implantation des ports maritimes sont conditionnés par des contraintes économiques suivie par des contraintes physiques et nautiques qui donne naissance à ces types d'implantation ; on distingue :

- Port au large

Ces infrastructures portuaires sont aménagées au large, là où les profondeurs naturelles existent afin de permettre l'accostage des navires à tirant d'eau très élevé.

- Port extérieur

Ces ports, construits à proximité du rivage initial, comportent la plupart du temps une partie gagnée sur la mer et une partie sur le littoral. Soumis à l'action directe de la houle, ils doivent être protégés par des ouvrages spécifiques.

- Port intérieur

Ils sont construits sur des rivières ou des ruisseaux et sont reliés à la côte par un canal maritime

I.2.4. Ouvrage composant un port :

Dans la conception des ports et des havres, il existe différents types de structures qui doivent être prises en compte. La configuration de ces structures dépend du rôle et mission qu'ils doivent assurés. Cette section décrit les différents types de structures qui composent un port

I.2.4.1. Les ouvrages extérieurs :

I.2.4.1.1. Les digues :

Une digue ou brise lame est une structure de défense côtière utilisée pour refléter et dissiper l'énergie des vagues et ainsi empêcher ou réduire l'action des vagues dans le port. Le degré de protection requis (ou les conditions de vagues admissibles dans le port) dépendra des caractéristiques du navire, des exigences opérationnelles du port et des temps d'arrêt. Les digues peuvent aussi parfois servir à guider le courant et à améliorer la navigation. Dans d'autres cas, une digue peut réduire la quantité de dragage nécessaire à l'entrée du port en bloquant le transport sédimentaire. Il existe trois principaux types de digue à savoir les digues à talus, les digues verticales et les digues mixte

- Digue a talus :

Constituées par des couches d'enrochements de poids croissant depuis l'intérieur vers les faces externes(voir figure I.8), elles comportent une carapace contre laquelle vient se briser la houle et sont surmontées par un couronnement massif en béton de ciment. Les dimensions de la digue sont donc déterminées en fonction des caractéristiques (essentiellement l'amplitude de la houle)

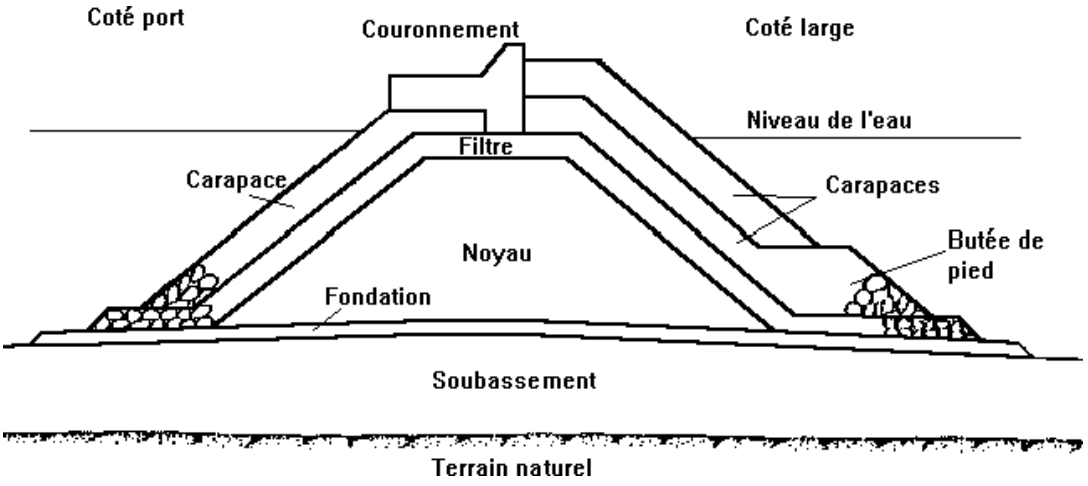


Figure I.8 : Coupe type digue a talus

- Digues verticales :

La muraille (voir figure I.9) 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 être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. Lorsque la muraille est constituée par des blocs empilés les uns sur les autres, ces derniers ont un poids pouvant atteindre la centaine de tonnes, cette limite étant imposée par les performances des engins de manutention utilisés pour les mettre en place.

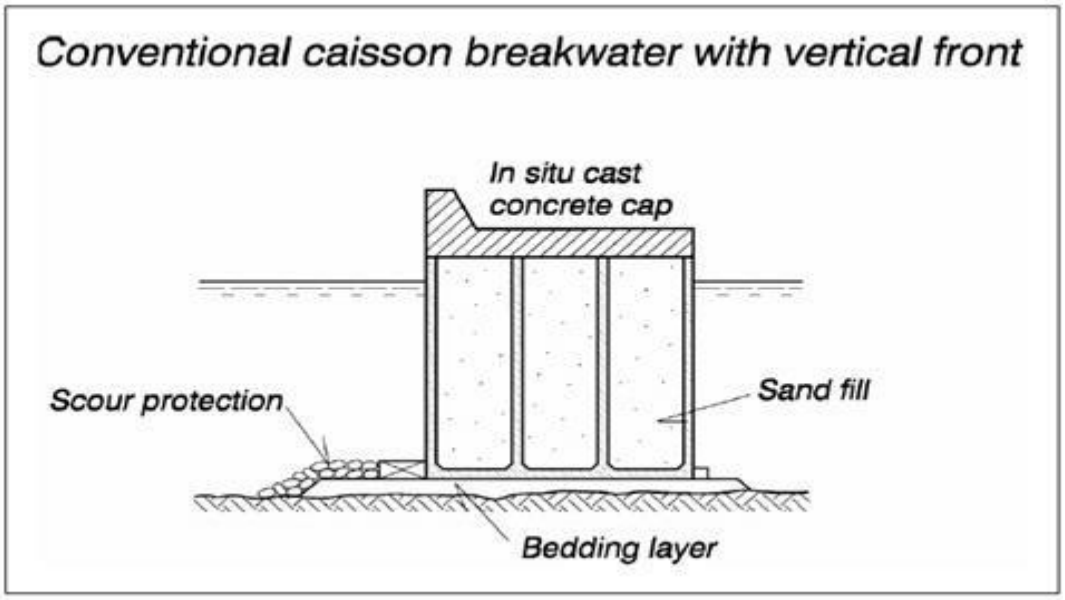


Figure I.9 : Coupe type digue vertical

- Digues mixtes :

Les digues mixtes (voir figure I.10) sont la combinaison des deux précédentes tel que la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes

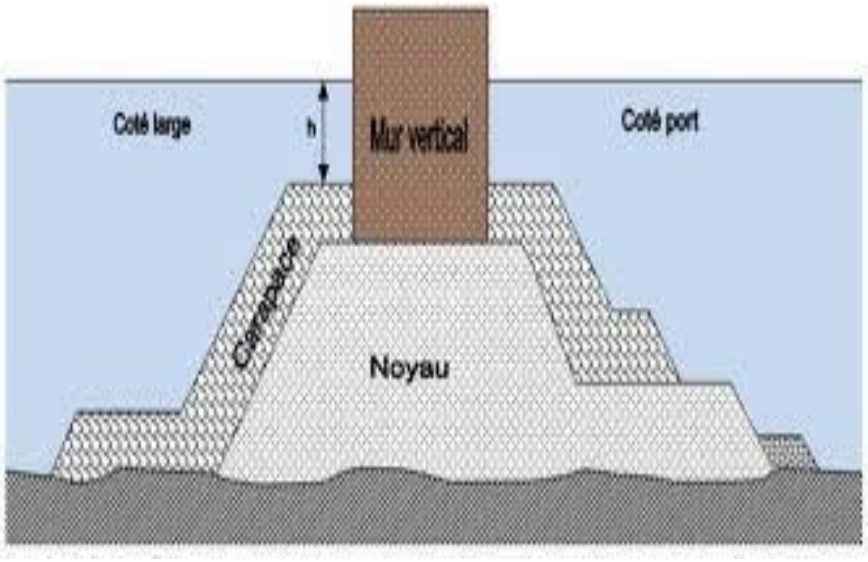


Figure I.10 : Coupe type Digue mixte

Composant principales des digues :

✓ Les Unités de blindage :

Une grande variété d'unités de blindage (voir figure I.11) en béton préfabriqué a été inventée au fil des ans, d'un simple cube à des formes complexes telles que l'épi et le tétraèdre. Les unités de blindage des brise-lames sont généralement en béton ordinaire, non armé, sans aucune armature en acier. Certaines unités sont utilisées en une seule couche, et d'autres nécessitent deux couches pour être emballées et fonctionner correctement. Lorsqu'elles sont

correctement emballées sur un brise-lames, les unités de blindage bougent très peu et il n'est pas nécessaire de les renforcer pour qu'elles fonctionnent correctement.

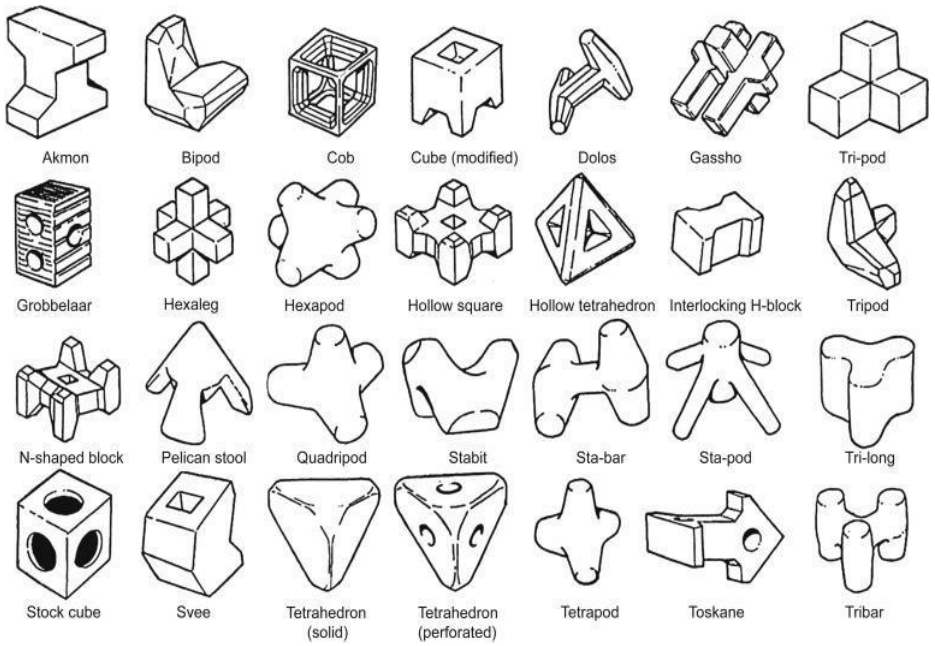


Figure I.11 : Les Unités de blindages

✓ Le Capuchon :

La principale fonction du couronnement du brise-lames est de protéger le sommet du monticule rocheux contre l'affouillement dû aux vagues déferlantes et de fournir une voie de circulation pour l'entretien en service.

Le couronnement est souvent doté d'un mur de vagues ou d'un mur antiéclaboussures du côté de la mer, ce qui sert à protéger le personnel et les véhicules se trouvant sur le chapeau contre les vagues de déferlement.

Il est généralement conseillé de couler le couronnement in-situ afin qu'il s'intègre dans le monticule rocheux, mais des unités préfabriquées sont parfois incorporées pour gagner du temps sur le chantier.

✓ Caissons en béton arme :

En eau profonde, il est parfois économique et pratique de construire la structure du brise-lames à l'aide de caissons en béton armé au lieu d'un enrochement. La largeur et la hauteur des caissons sont dimensionnées pour résister aux pressions hydrodynamiques dues à l'impact de la vague de référence.

I.2.4.1.2. Les jetées :

Les jetées sont construites dans des endroits côtiers exposés pour une variété de fonctions, y compris l'exportation et l'importation de marchandises, protéger un port de la houle et du vent et offrir un lieu de divertissement pour les promeneurs ou les touristes. La conception

de la jetée doit prendre en considération les charges hydrodynamiques résultant des vagues et des courants marins sur le site.

Les jetées sont de deux natures :

- Les jetées principales.
- Les jetées secondaires.

Les ouvrages d'accès

Ils comprennent toutes structures qui permettent de guider les navires vers le port et assurer la sécurité de navigation

 Chenaux d'accès

 Ouvrages de signalisation (phares, bouées, balises)

I.2.4.2. Les ouvrages intérieurs :

❖ Les plans d'eau :

 Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée

 Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant

 Une zone d'évitage. Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est à-dire tourner sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité)

I.2.4.3. Les ouvrages d'accostages :

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port, à l'abri de l'agitation de la houle grâce au ouvrages suivant :

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

Les ducs d'albe (voir figure I.12) sont des ouvrages ponctuelles d'accostage et d'amarrage des navires . Constitué par des faisceaux de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles, battus verticalement dans le sol. Ils résistent aux efforts d'accostage par leur flexion offrant une résistance croissant de façon pratiquement proportionnelle à leur déplacement horizontal en tête des tubes.



Figure I.12 : ducs d'albe

- Les appontements :

Un appontement (voir figure I.13) est composé d'une plate-forme fixe, avec ancrage sur pieux, utilisée pour l'accostage et l'amarrage des bateaux. Les appontements sont principalement installés dans le port industriel car ils sont tout particulièrement utilisés pour le chargement et le déchargement de liquides en vrac. En effet, ces interventions ne nécessitent pas l'utilisation d'engins de manutention mais des systèmes de tuyauteries, pipelines et compresseurs



Figure I.13 : appontements

- Les quais :

L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister aux efforts horizontaux d'accostage et d'amarrage et à la poussée des remblais, aux efforts verticaux (de son poids propre des engins de manutention et des charges sur le terre-plein)

- Structures de murs gravitaires :

Les structures de retenue par gravité, généralement construites en béton reposent sur leur poids pour résister aux charges latérales du sol et aux forces d'amarrage. Les types les plus courants Sont les murs en blocs, murs à caisson, murs à contrefort.

-Murs de blocs :

Les murs de blocs (voir figure I.14) sont constitués de blocs de béton massifs empilés en place avec une chape en béton coulé sur place pour la partie supérieure de la structure. Les blocs de béton sont souvent non renforcés et ne sont pas soumis à la corrosion typique des structures en béton armé.

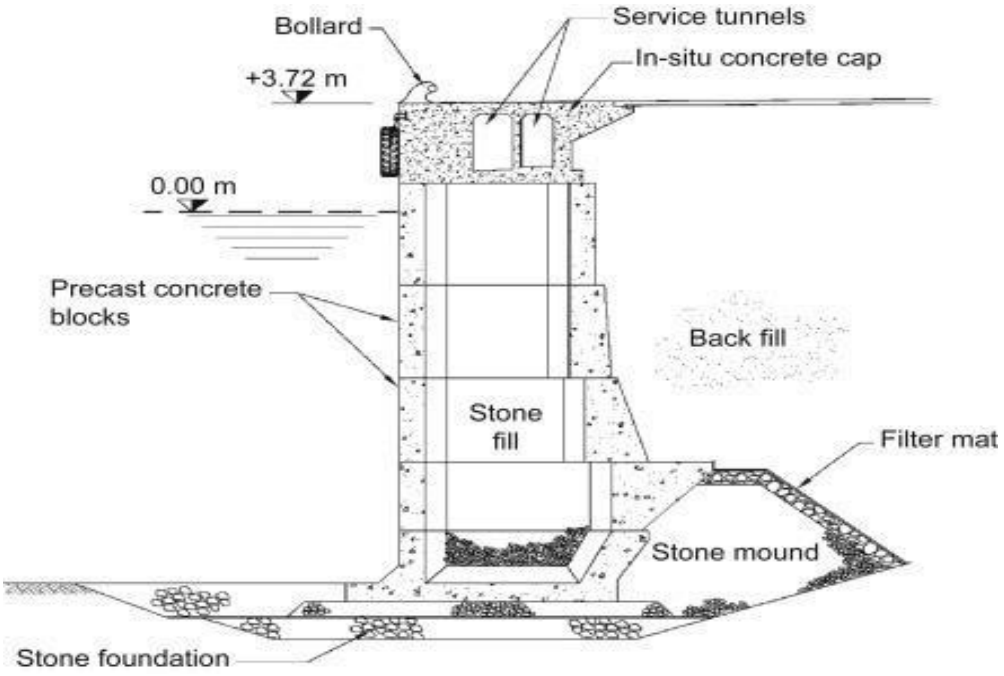


Figure I.14 : coupe type murs en blocs

-Murs à caissons :

Le caisson (voir figure I.15) est essentiellement une grande boîte en béton arme préfabriquée construite dans une cale sèche ou dans un chantier de coulage à terre. Comme les murs en blocs, les caissons sont généralement fondés sur un lit de pierre pré placé, et un couvercle en béton coulé sur place est utilisé pour relier les sections préfabriquées entre elles et s'adapter aux tolérances de déplacement de la sous-structure

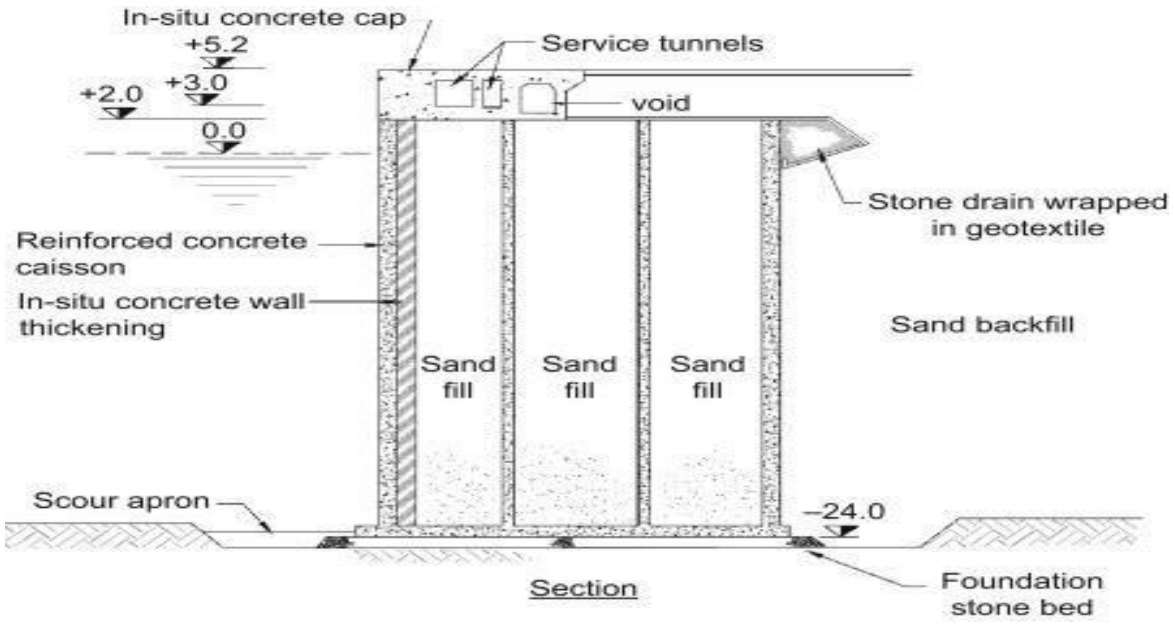


Figure I.15 : coupe type murs caissons



Figure I.16: caissons préfabriqués

-Murs de contrefort :

Les murs de contrefort (voir figure I.17) sont généralement utilisés dans les sites humides et utilisent des unités de mur de sous-structure en béton préfabriqué sur toute la hauteur, avec un couronnement in situ et un lit de fondation en pierre

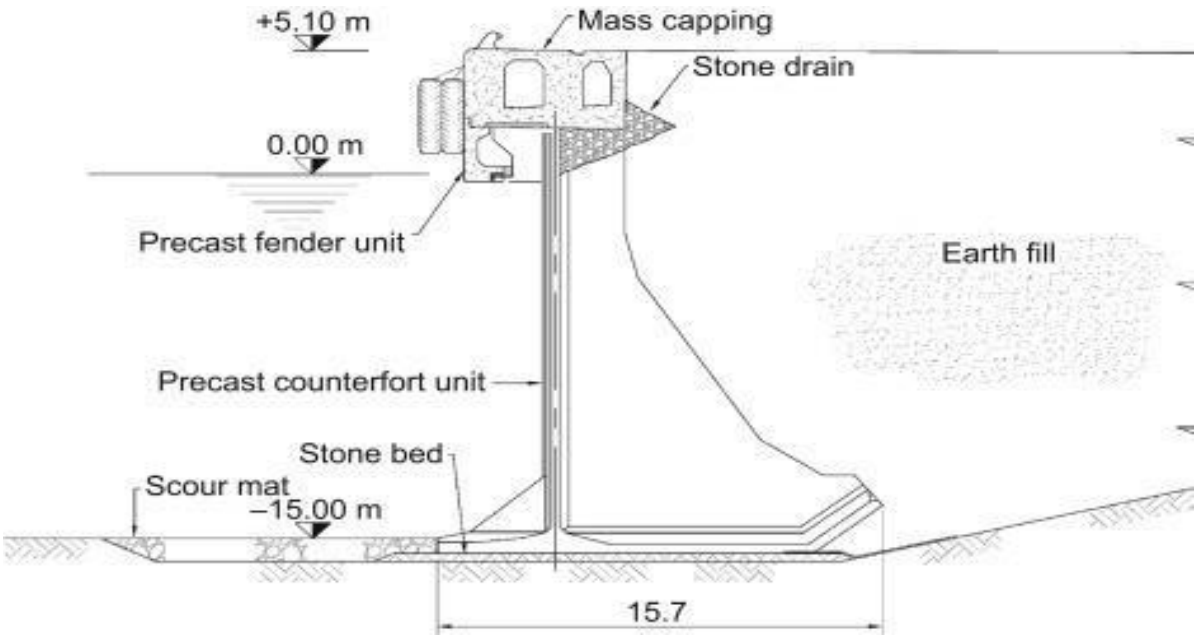


Figure I.17: coupe type murs contreforts

-Murs en gabions de palplanches plates :

Ils sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement, et assemblées sous forme de piles circulaires ou d'enceintes gabionnées. Ce type de quai est plus léger qu'un quai en caisson de béton armé et s'adapte mieux aux tassements

- **Quais avec écran plan :**

-Murs de palplanches :

Les quais en palplanches (voir figure I.18) sont constitués d'un rideau en acier battus et ancre par des tirants d'ancrage. Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier attachés sur l'ouvrage d'ancrage.

Les rideaux de palplanches sont sensibles à la corrosion (en moyenne, on estime la réduction d'épaisseur d'acier à 0,1 mm par an) donc une protection est nécessaire avant battage, par des peintures bitumineuses, ou après, par un système de protection cathodique



Figure I.18 : rideau de palplanches

-Parois moulées :

Les quais en parois moulées planes sont constitués par un écran frontal plan en paroi moulée, buté ou encastré en pied, et ancré sur un ou deux niveaux par des tirants passifs ou actifs. Sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif

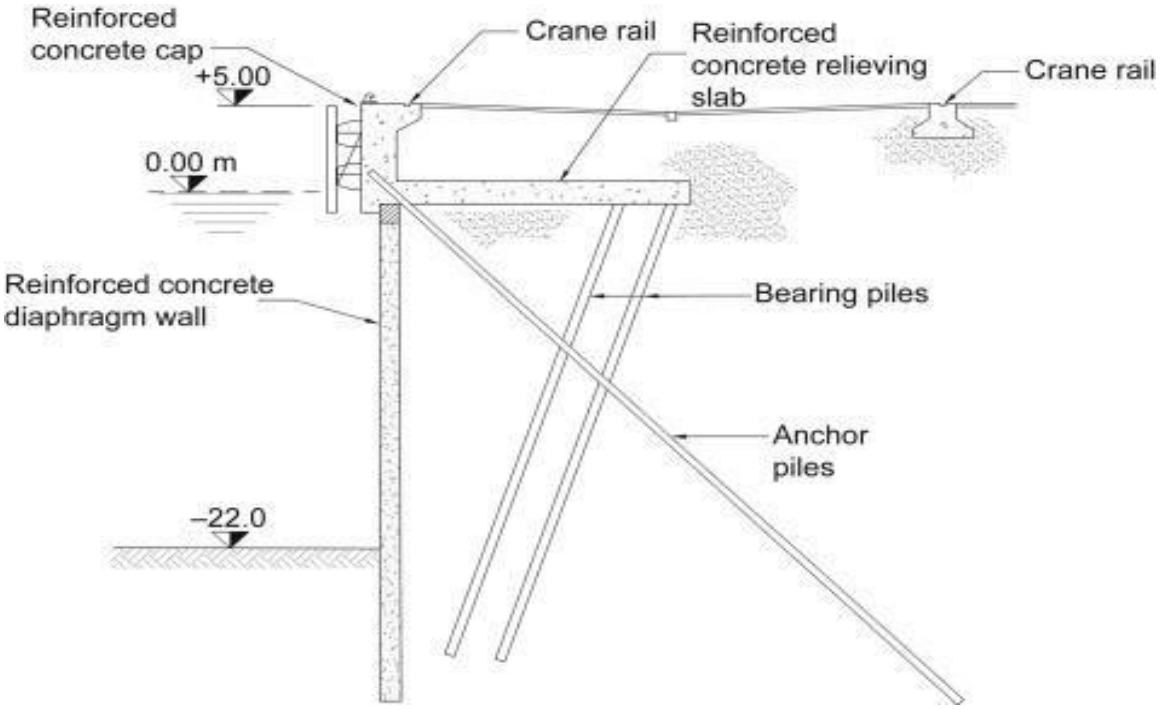


Figure I.19 : coupe type paroi moulée

-Quais fondés sur pieux ou piles :

Ces ouvrages constituent le stade ultime de l'évolution des quais creux du paragraphe : ils ne remplissent plus la fonction de soutènement des terres, puisque le terre-plein en arrière de l'ouvrage est limité par un talus auto-stable et protégé de la houle par un revêtement d'enrochements, le raccordant avec le fond du bassin. La liaison entre navire et terre-plein est assurée par une plateforme nervurée en béton armé supportée par des pieux en acier, verticaux ou inclinés.

Ce type d'ouvrage est adapté quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante.

Accessoires des ouvrages d'accostage :

- **Les bollards** : sont des pièces d'acier moulé dont la forme permet une bonne fixation des amarres disposés tous le long du front de l'ouvrage, ils sont ancrés dans la poutre du couronnement et permette de résister à des fortes tractions, selon la taille du navire et les actions externes.
- **Les crochets :** est un dispositif pour fixer ou détacher à distance une amarre d'un navire lorsque le largage des amarres doit pouvoir être effectué très rapidement (pour permettre à un navire chargé de marchandises dangereuses de quitter

très vite le poste)

- **Les défenses d'accostage** : permettent de réduire les efforts imposés a l'ouvrage en absorbant l'énergie cinétique du navire lors de l'accostage qui est fonction de la taille du navire et de sa vitesse au moment de l'accostage
- **Les échelles verticales :** sont prévues pour permettre l'accès aux petites embarcations.
- **Les caniveaux :** sont aménagés sur la partie supérieure de la poutre de couronnement afin d'alimenter le front d'accostage d'eau, d'électricité, de vapeur, d'air comprimé nécessaires aux navires et aux engins de manutention circulant sur les ouvrages

I.2.4.4. Les ouvrages d'entretien :

Les cales sèches(voir figure I.20) sont utilisées pour la réparation, la révision, et la peinture des navires. Les principaux types de cales sèches sont les cales d'échouage, les cales sèches flottantes .



Figure I.20: cales sèches

I.3. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'enrichir nos connaissances théoriques en travaux maritimes a travers la définition de tous les différents ouvrages composant les ports , Pour commencer le vol technique de nos études maritimes sur le projet, les généralités et les notions fondamentales sur l'environnement marin sont nécessaires.

CHAPITRE II

Présentation du projet et collect des données

2020/2021

ENSTP

Chapitre II : Présentation du projet et collecte de données

II.1. Cadre géographique

II .1.1Situation géographique du site de projet

La Wilaya de SKIKDA est située à l'Est du littoral Algérien. Elle regroupe une population de plus de 904 131 (statistiques de 2008) habitants et s'étend sur une superficie de 4141 km².

Elle est limitée :

- Au Nord : la mer Méditerranée
- Au Sud : les Wilayas de Mila, Constantine et Guelma
- A l'Est : la Wilaya de Annaba
- A l'Ouest : la Wilaya de Jijel

Issue du découpage territorial de 1974, la Wilaya de Skikda comprend 13 daïras regroupant 38 communes. Sa position géographique et sa situation au centre de la région Nord-Est du pays, confère à la Wilaya de Skikda un rôle de premier plan dans les échanges et les flux économiques, grâce à l'importance de ses infrastructures techniques

La Figure II .1 montre la ville de Skikda, les trois ports (ancien, nouveau et le port de Stora) ainsi que la zone d'étude à savoir le quai Marinelle.



Figure II .1 : Ports de Skikda et situation du site d'étude au niveau de l'ancien port

II .2. Données physiques du port

II 2.1 Description générale de l'ancien port de Skikda

L'ancien port de Skikda est abrité :

- Au Nord, par une digue à talus de 1625 ml,
- A l'Est, par le massif montagneux de Skikda,
- A l'Ouest, par le môle du château vert.

Ces coordonnées géographiques sont :

- Longitude Est 6° 54' 30''
- Latitude Nord 36° 53'2 0''

Passe d'entrée :

L'ancien port de Skikda est situé dans la partie Ouest de la baie de Skikda. Il offre une passe d'entrée de 130m de largeur. L'axe de la passe est parallèle à la « ligne de base » distant de 143m de cette ligne.

La passe d'entrée, large de 130 mètres avec une profondeur de 15 mètres, constitue la seule entrée du port.

Le port comprenant deux bassins, l'avant port et la darse, séparés par la traverse Sud ménageant ainsi une passe d'environ 80 m de largeur, le port a bénéficié des aménagements suivants :

- Trois postes pétroliers greffés sur le côté intérieur de la jetée principale en 1973 (P1, P2, P3)
- Un nouveau quai de 300 mètres linéaires dans l'avant port (1980).

Les marchandises générales transitent par douze (12) postes à quai dont un (01) poste à céréales, un quai formant le quai de la Marinelle, un port de servitude et trois (03) postes pétroliers P1, P2 et P3 greffés sur la grande jetée.

Les tirants d'eau varient entre 6 et 9 mètres pour les quais et entre 11,00 m et 14,00 m pour les postes pétroliers.

Par ailleurs le fond marin est constitué principalement de schistes et de micaschistes.

Cercle d'évitage :

L'ancien port de Skikda permet un évitage des navires dans l'avant-port comme suit :
-selon un cercle de diamètre 330m, de façon ordinaire.
-selon un cercle de diamètre 360m, en cas de vacance du poste pétrolier P3.

Profondeurs d'eau :

Le couloir délimité entre la digue Nord et le môle du château vert et en dehors de la zone draguée présente des profondeurs d'eau supérieures à 14.00m ZH (variant de 15.00m à 18.00m ZH). Les fonds au niveau de la passe d'entrée ont été dragués jusqu'à -14.00m ZH sur une largeur de 121m.
Les profondeurs d'eau au niveau du cercle d'évitage après dragage se répartissent comme suit :

- Zone Sud draguée jusqu'à -11.00m ZH.
- Zone Nord-Ouest draguée jusqu'à -14.00m ZH (zone du poste P3)
- Zone Nord-Est draguée jusqu'à -12.50m ZH (zone du poste P2).

Plan d'aménagement et POS :

Les ouvrages d'accostages sont constitués par treize (13) postes à quai et trois (03) appontements pétroliers.

Les longueurs des quais sont de 2 130 ml et leurs profondeurs varient de 6 à 10,45 m. Les superficies commerciales d'entreposage sont de 20 hectares dont 1,5 hectares couvertes. Les superficies des plateformes extra-portuaires sont de 37 hectares

Les installations spécialisées du port sont constituées par :
Un silo à céréales de 20 000 tonnes,
Un hangar de stockage pour aliments du bétail de 35 000 tonnes,
Une gare maritime de 1 200 passagers,
Une cale de halage avec 3 slips-ways,
Une station de déballastage de 1 000m3.
Le port dispose de 5 930 ml de voies ferrées réparties en 12 voies. La gare de chemin de fer se trouve à proximité du port.

Les réseaux divers

Eclairage public

On remarque la présence d'un réseau d'éclairage public (lampadair et projecteurs) sur tout le terre-plein du port. On notera la présence d'un transformateur au niveau de l'enracinement du château vert.

Réseau eaux potable et anti-incendie :

On remarque des bouches d'incendies et des réservations de l'AEP.

Réseau eaux pluviales :

On remarque des caniveaux et des avaloirs le long du terre-plein du port.



Figure II .2. : Plan de masse de l'ancien port de Skikda

II .3. Cadre géologique de la zone d'étude

II.3.1 Géologie

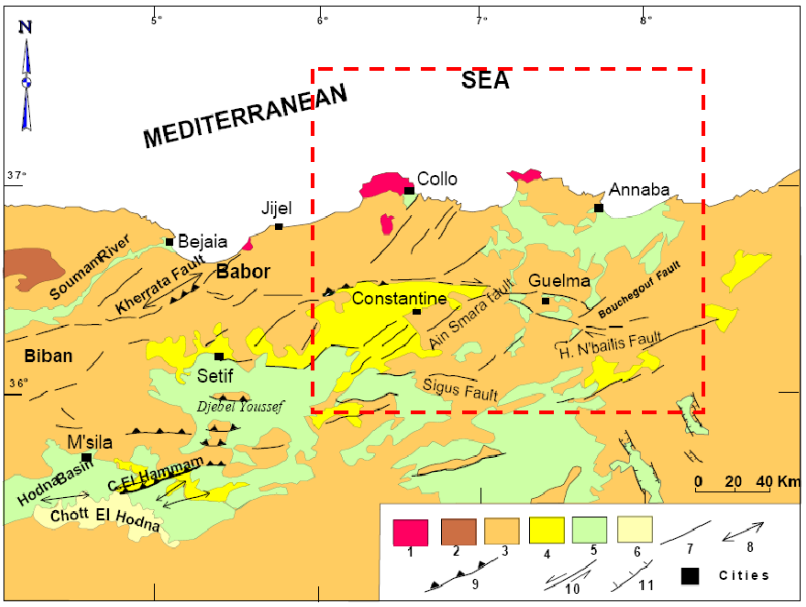
Les formations géologiques de la région d'étude appartiennent au domaine du tell septentrional. On y distingue les terrains sédimentaires, métamorphiques et les roches ignées.

Du fait de son ancienneté et de son histoire géologique la Wilaya de Skikda est depuis le paléozoïque soumise à de fortes contraintes tectoniques.

L'édifice structural de cette région est caractérisé par un empilement de nappes de charriage. En effet, le socle, les formations appartenant au domaine des flysch, la dorsale calcaire kabyle ainsi que l'ensemble numidien se trouvent tous aujourd'hui en position allochtone.

Les limites de charriages (fronts de charriages) représentent de véritables discontinuités géologiques. Ces discontinuités forment de véritables zones de faiblesses.

Du fait de leur nature rigide les roches cristallophylliennes appartenant au socle se distinguent essentiellement par des déformations cassantes



1) Volcanisme ;
2) Paléozoïque ;
3) Jurassique-Crétacées et bassin Cénozoïque inferieur ;
4) dépôts Néogène post-nappe ;
5) dépôts Plio-Quaternaire ;
6) dépôts Quaternaire ;
7) Faille ;
8) Anticlinale ;
9) Faille inverse ;
10) Faille de décrochement ;
11) Faille normale.

Figure II.3 : Carte géologique du nord-est algérien

II .4. Sismicité de la zone d'étude

D'après le règlement parasismique algérien version 2003 établie par le Centre National de Recherche en génie Parasismique, la wilaya de Skikda est classée dans le Zone II « zone à sismicité moyenne »

Les observations de terrain mettent en évidence de nombreux indices d'activité tectonique et de déformation durant le Quaternaire.

- La grande perturbation du réseau hydrographique (angularités et changements brutaux de directions d'oueds).

- Discontinuités tectoniques et géologiques des terrains néogènes.
- Le réseau de fracturation et la néotectonique conditionnent l'allure et l'orientation du réseau hydrographique d'une part et tiennent une place prépondérante dans la répartition des ressources hydriques d'autre part.
- Certains révélateurs relevés sur site montrent des endroits de la plaine alluviale fort subsidient (terrains vulnérables).

Toutes ces particularités morpho géologiques nous amènent à penser que la région d'étude a connu des périodes tectoniques et sismiques assez importantes dans un passé récent

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011), de la région de Skikda montre au moins six zones actives (provinces sismogéniques) :

- La transversale S-N qui va de Bekouche Lakhdar à Guerbes ;
- La région d'El Harrouche;
- Le golfe et la plaine de Skikda ;
- La transversale Skikda- Constantine.

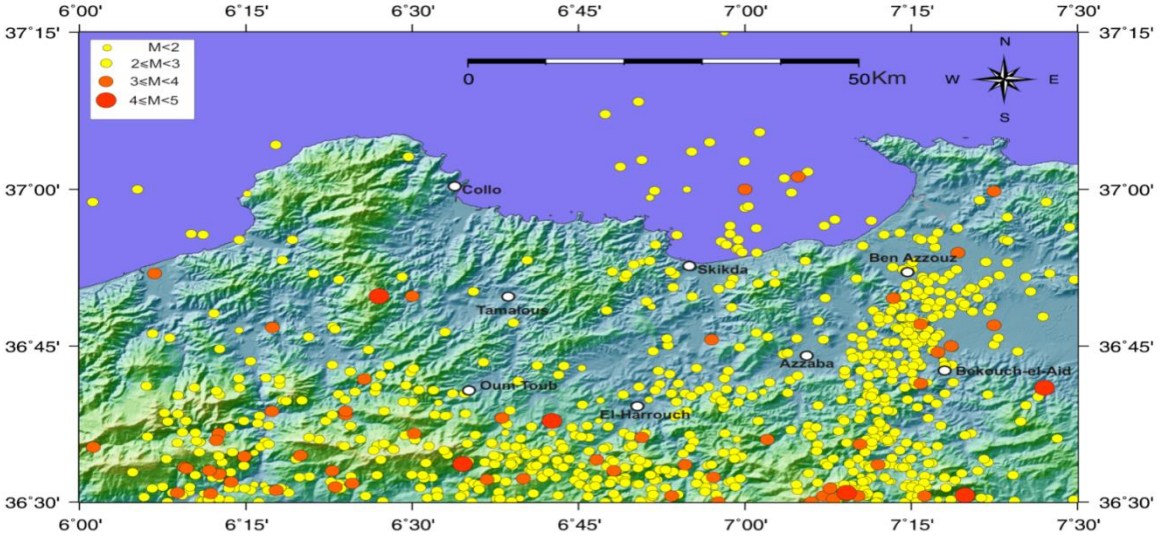


Figure II.4 : Sismicité nord Algérie -la région de Skikda

II .5. Donnes météorologiques et hydrographiques

II .5. 1.Données Météorologiques :

II .5. 1.1 Le climat

Le climat est de type méditerranéen, tempéré et caractérisé par une saison humide douce et un été chaud et sec. La température moyenne est de 11°C en hiver et 25°C en été. La pluviométrie varie entre 600 et 700 mm par an, dont 80% sont concentrés durant la saison pluvieuse entre les mois d'octobre à mars.

L'humidité moyenne mensuelle est de 68 à 75%. L'évaporation totale annuelle s'élève à 1.376 mm, l'évaporation mensuelle est supérieure à la pluviométrie mensuelle durant les mois

de mars et d'octobre. Les vents, en période hivernale, sont de secteur Nord-Est et Nord- Ouest, alors qu'en période estival, ils sont généralement du secteur Nord-Est. Le Sirocco souffle environ 18 jours par an.

II .5. 1.2. Les vents

Nous nous baserons sur les données du S.S.M.0. * pour la période allant de 1963 à 1970. Comme ce sont les vents au large qui déterminent les houles dans cette zone, les données de la distribution des vents donnent aussi des renseignements relatifs à l'état des houles au large.

On voit que pour 1er, 2eme et 4eme trimestre, les vents de l'Ouest sont dominants (Plus de 30 % du temps), et que pour une grande partie, ces vents ont une vitesse supérieure à 8 m/s.

Le 3éme trimestre (Juillet - Septembre), est dominé par les vents E et N.E, mais la majorité de ces vents a une vitesse faible.

(*) S.S.M.O: Summary of Synoptic Meteorological Oceanographic.

Tableau II.1 : les données de la distribution des vents et les données relatifs à l'état des houles au large.

Direction Vitesse(m/s)	N	NE	NW	E	W
0,5 - 1,54	1,1	1	0,7	1,4	1
2,04 - 5,1	4,8	6,5	6,1	9,1	10,4
5,61 - 10,7	2,4	2,8	6,1	5,6	13,2
11,22 - 11,73	0,6	0,5	2,7	0,5	5,3
17,34 -23,97	0,1	0	0,8	0,1	1,1
25	0	0,1	0,1	0	0

En se basant sur des relevés de l'Atlas Océanographique de I'U.S. Naval Océanographiques Office, la répartition fréquentielle des vents par intensité et direction est comme suit (voir tableau 01ci-dessus) :

De l'analyse de ces données, il ressort que deux secteurs de vent dominent.

Le secteur Ouest a Nord Ouest : 47,5%
Le secteur Nord à Est : 36,6%

En ce qui concerne les vents supérieurs à 11 m/s, nous pouvons retenir :

- 6,4 % pour la direction Ouest,
- 3,6 % pour le Nord- Ouest,
- 0,7 % pour le Nord,
- 0,6 % pour le Nord -Est.

Pour les vents littoraux, les observations faites au Cap de Garde montrent l'extrême importance du relief local. Ainsi, si les observations au Cap de Garde sont sensiblement identiques à celles du large, en revanche celles des Salines montrent une prédominance des vents du secteur Nord a Est, susceptibles d'être à l'origine d'une surcote du niveau marin au niveau de Skikda le massif de I'EDOUGH, joue, pour les observations au niveau des Salines, le rôle d'un écran contre les vents de N W.

II .6. Données hydrographiques

II .6.1. Houles

Les houles au large

Afin de cerner aussi précisément que possible le choix de la houle et par un recoupement d'informations, le LEM a analysé plusieurs sources de données :

- Données de l'U.S. NAVAL WEATHER Service Command (S.S.M.O),
- Données provenant d'observations de K.N.M.I (Office météo. Néerlandais),
- Données à partir des observations locales (sémaphores),
- Données provenant des mesures effectuées au nouveau port de Skikda,
- Données obtenues à partir du fetch

Tableau II.2 : Fréquences d'observation mensuelles par direction au large (1 mois = 100%)

Direction / mois	W	N.W.	N	N.E	E
Janvier	39.0	18.0	14	9.0	20.0
février	48.9	17.9	10.4	7.5	15.3
mars	43.4	24.9	10.4	6.7	14.6
Avril	44.4	21.2	7.2	10.0	17.2
Mal	36,6	15.1	9.9	18.4	20.0
Juin	33.6	16,3	11.3	17.1	21.7
Juillet	22.0	18.7	13,4	21.4	24.5
Août	20.0	18.2	13.4	21.4	26.9
Septembre	199	17.8	13.5	16,0	32.9
Octobre	38.2	13.9	10,3	13.7	23.9
Novembre	53.3	26,0	5.6	4.7	10.5
Décembre	51.5	25.5	8.9	6.1	8.0

D'une manière générale, la répartition des houles dans l'année est assez régulière.

Tableau II.3 : récapitulatif direction houle au large

Direction	W	N. W	N	N. E	E
Annuelle (%)	37.6	19.50	10.70	12.60	19.60

Relation Amplitude – direction

Le tableau suivant donne les états de la mer caractérisés par des degrés auxquels correspondent des amplitudes de houles

Tableau II.4 : les états de la mer caractérisé par des degrés

Degrés	Amplitudes	Appellations
Calme	≤ 0,25	Calme
Degré 0	0,25 à 0,75 m	Ridée ou belle
Degré 1	0,75 à 1,75 m	Modérée
Degré 2	1,75 à 2,75 m	Agitée
Degré 3	2,75 à 3,75 m	Forte
Degré 4	>3,75 m	Très forte ou supérieur

Tableau II.5 : Fréquence par direction des différents états de la mer au large

Etat de la mer	Direction de la houle				
Au large (degrés)	Ouest	Nord -ouest	Nord	Nord - Est	Est
Calme	2,67	1.91	2,28	2.41	
0	8,03	4,21	2,80	4,29	6,65
1	14,25	6,60	3,30	3,65	6,14
2	4,39	2.32	0,60	0,43	0,69
3	1,07	0,88	0,05	0,09	0,12
4	0,73	0.37	0,05	0,03	0,00
Total	**31,14%**	**16.29%**	**9,08%**	**10,90%**	**16,79%**

Relation - Amplitude - Période de la houle au large :

Les observations du S.S.M.O font ressortir la relation entre les amplitudes et les périodes de la houle. Le résultat est indiqué dans le tableau ci-après :

Tableau II.6. : Relation amplitude - période de la houle au large en %

Etat de la mer	Période de la houle					
	< 6s	6 à7s	8 à 9s	10à11s	12à13s	>13s
Calme	5,10	0,10	-	-	-	-
0	20,00	1,60	0,20	0,10	-	-
1	11. 80	6.35	1.30	0.30	-	-
2	1,50	2.85	1,95	0.55	0,15	0,10
3	0.20	0.60	0,70	0.35	0,15	-
4	0.20	0.30	4.23	0.40	0.10	-
Total	38.30%	11.80%	4.38 %	1.70%	0.80%	0,10%

On remarque que les houles de degré inférieur ou égal à 2 (≤ 2 m) et ayant des périodes inférieures à 7 s représentent 86% de l'ensemble des résultats.

Ceci montre qu'aux houles de petites amplitudes correspondent les petites périodes,

A partir de l'analyse des observations faites à bord des navires et des amplitudes observées par direction, on établit une loi de régression donnant en fonction de la hauteur de la houle sa fréquence de dépassement.

Les résultats de l'étude pour la houle au large sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Les résultats de l'étude pour la houle au large

	Amplitude (m)			
	Période 1961 -1970		Période (1971-1980)	
Période de retour	Secteur N.NO	Secteur N.NE	Secteur N.NO	Secteur N.NE
Biannuelle 2ans	8.25	4,50	9,75	4,50
Quinquennale 5 ans	9,50	5,75	10,75	E.25
Décennale 10 ans	10,25	6,75	11.50	5,75
Vingtennale 20 ans	11.00	7.75	-	-
Cinquantennale 50 ans	11,75	9,00	-	-

Données à partir du Fetch :

Une estimation des amplitudes et des périodes des houles au large de SKIKDA peut être faite à partir des caractéristiques des vents générateurs dont le régime est connu et les longueurs de "Fetch" correspondantes qui peuvent être évaluées comme suit pour les différentes directions de vent (voir tableau suivant) :

Tableau II.8 : longueurs de fetch selon la direction des vents

Direction	**N-W**	**N-NW**	**N**	**N-NE**	**N-E**	**E-NE**
fetch (KM)	450	770	730	220	650	730
Limites	Iles Majorques	Cotes de France		Sardaigne	Italie	

Les houles des secteurs N. NW et N sont plus fortes et peuvent parvenir directement au site sans réduction appréciable de leurs amplitudes. Ceci s'explique par le Fetch important dans ces secteurs et la présence fréquente au Golf du Lion de dépressions atmosphériques se déplaçant vers le Sud-est.

Récapitulatif des résultats de houles des différentes observations
(Toutes directions confondues)

Tableau II.9 : récapitulatif des résultats de houles des différentes observations

Période de retour	**Hauteur significative de la houle Hs (m)**		
	S.S.M.0.	**Observations des Sémaphores**	**L.E.M.**
Annuelle	-	5,60	5,0
Biannuelle	7,85	6,30	6.20
Quinquennale	8.80	7,20	7,0
Décennale	9,50	7,8	7,60
Vingtennale	10,25	8,50	8.20
Cinquantennale	11,30	9,3	8,80
Centennale	12,05	10,0	9,40

Conclusion :

Les fortes tempêtes qui se sont produites à Skikda ont eu lieu pratiquement entre novembre et mars.

Les houles d'Ouest sont fréquentes et souvent fortes devant l'ensemble des côtes Algériennes mais les deux ports de Skikda en sont parfaitement protégés.

Les houles de N-W correspondent à un fetch relativement court et arrivent très atténuées. Les houles dangereuses pour l'exploitation du port correspondent donc au NNW, au Nord et au ENE.

II .6.2. L'humidité

L'humidité dans la journée est d'environ 70% sauf pour le mois de janvier ou elle dépasse légèrement ce seuil.
A partir de la fin de l'après-midi et durant la nuit elle dépasse aussi ce seuil et cette situation dure jusqu'aux premières heures matinales.

II .6.3. Les courants

Les renseignements extraits des instructions nautiques signalent l'existence d'un courant général dirigé vers l'Est pouvant atteindre 1 à 1.5 nœuds et passant à quelques milles au large et d'un courant de 0.5 à 1.5 nœuds qui circulerait plus près de la côte.

Le courant général créé dans la plupart de baies, un contre-courant littoral vers l'Ouest celui-ci est relativement faible et ne crée pas un courant de marée suffisamment important pour être mis en évidence.

Le courant général qui règne en Méditerranée d'Ouest en Est, ne pénètre pas dans la baie de Skikda. Seul existe parfois un vaste tourbillon, qui tournerait d'Est en Ouest avec une vitesse extrêmement faible.

II .6.4. Niveaux d'eau

- ✓ Niveau marin :

La variation du niveau marin se produit essentiellement sous trois (03) facteurs qui sont : la marée, la surélévation dynamique de la houle dans la frange littorale due au déferlement et le vent.

- ✓ Marée :

La marée est généralement réduite en Méditerranée mais présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm, celle de la nouvelle lune étant de 5 à 15cm.
Il peut se superposer à cet effet astronomique, d'autres phénomènes tels que la pression atmosphérique, les seiches, etc.

Enfin, les vents marins locaux forts peuvent aussi, par action directe sur la surface de la mer, entrainer au rivage un gonflement du plan d'eau.
Les variations du plan d'eau à Skikda, tout comme sur l'ensemble de la côte Algérienne sont faibles.

Les mesures effectuées mettent en évidence, une marée de période de 12 Heures et de faible amplitude (30cm environ). Les surélévations d'eau peuvent toutefois atteindre exceptionnellement 0.8 à 1.0m.
Le niveau NGA est situé à 34cm au-dessus de zéro hydrographique(ZH)

II .6.5. Sédimentologie sous-marine

La sédimentologie est caractérisée par des sables grossiers entre 0 et 15 m, entre 15 et 25 m c'est le domaine des sables fins à moyens, au delà se sont des vases. Les sédiments sous marins sont très variés et riches en éléments biogènes.
Entre 0 m et 50 m et en face des plages, on distingue des sables moyens à fins .

En face du cap de Fil Fila qui partage les deux plages, et jusqu'à une profondeur de 100 m, on retrouve une grande variété de sédiments constitués de sables fins moyens et surtout de galets et de sédiments calcaires caractérisant une zone d'érosion littorale et sous marine.

En face du cap d'Akmas les sédiments sont aussi plus grossiers se situant sur une pente d'un plateau plus abrupt. Dans la partie Est et au delà des 50 m, c'est le domaine des vases (au large de l'oued El Kebir).

Le long du cap de Fer entre 0m et 100 m, c'est le domaine des sables grossiers et sables moyens biogènes, traduisant le démantèlement des côtes rocheuses et du fond marins par les fortes houles N-W et N.

Notant que la partie centrale de la baie de Skikda et la région du cap de Fer, il y'a apparition du substratum rocheux primaire, démontrant encore une fois que cette région est soumise à un important hydrodynamisme marin qui met à nu les roches les plus anciennes et les plus durs.

II .6.6. Hydrologie

La région de Skikda puise ses ressources en eau des eaux souterraines, des eaux de surface et du dessalement de l'eau de mer.

Une grande partie de ces ressources proviennent des eaux de surface (retenues d'eau, oueds…).

II .6.6.1. Caractéristiques hydrogéologiques des bassins versants nord constantinois :

L'action de la tectonique et de l'érosion a provoqué un morcellement des réservoirs, donnant des aquifères dont la puissance est limitée.

De ce fait, leur exploitation intensive pose de réelles difficultés. Sur les flancs nord, la morphologie accidentée avec ses pentes raides favorise, plutôt, le ruissellement au lieu de l'infiltration.

II .7. Évaluation des risques naturels majeurs

Les risques naturels majeurs sont liés à des paramètres lithologiques, climatologiques, topographiques mais il ne sera traité que le risque sismique et celui des inondations.
Les autres risques ne seront qu'évoqués

II .7.1. Séisme

Les séismes se produisent le long des dorsales dans les zones de subduction à proximité des failles. Ce sont des tensions qui s'accumulent dans les roches lorsque les plaques se déplacent.

Il arrive un moment où la roche se casse car elle ne peut résister à toute la tension qui est libérée d'un seul coup. La zone de subduction est due au phénomène par lequel une plaque océanique s'enfonce sous une autre plaque continentale ou océanique, se déplaçant en sens inverse.

Le littoral de la wilaya de Skikda est en bordure du bassin méditerranéen susceptible d'être le théâtre d'un tremblement éventuel mais la région est classée en zone II d'après le RPA donc de sismicité moyenne.

La zone littorale de Skikda se trouve dans la région Nord de l'Algérie qui est sismique car elle se situe à proximité des plaques tectoniques longeant le pourtour de la mer Méditerranée.

II .7.2. Inondations

Les inondations sont imprévisibles et dévastatrices. Elles sont liées à l'irrégularité des pluies et du climat qui détermine le caractère sub-humide de la région.

La végétation naturelle constituée de forêt et de maquis minimise les risques d'inondation comme c'est le cas de toute la partie occidentale de la Wilaya.

La vallée de Skikda a été le théâtre de plusieurs inondations dues au remplissage des oueds Saf-Saf et Zermmna qui charrient une quantité importante de sédiments à partir des versants des collines environnantes appelées « les Faubourgs » et ceci jusqu'en contrebas puis s'écoule vers la mer qui en est l'exutoire.

Les inondations qui se produisent en hiver, surtout dans la partie centrale touchant le bassin d'Oued Saf-Saf et Skikda en particulier constituent l'une des faiblesses de la Wilaya de Skikda.

II.8. Présentation du projet :

II.8.1. Objectif du projet :

Pour notre mémoire, le projet de fin d'etude consiste en l'étude de rempiétement du quai Marinelle. de l'ancien port de Skikda. Ce projet va permettre d'agrandir les capacités d' accostage du quai et ainsi accroitre l'activité commercial de l'ancien port.

II.8.2. Description du quai Marinelle objet de cette étude :

Le quai Marinelle a une longueur de 296 ml et un tirant d'eau moyen de 9.50 m, il est constitué d'un empilement de blocs en béton constitué de quatre (04) blocs de haut en bas :

- 3 blocs de 2,6 m de hauteur.
- 1 bloc de 2,3 m de haut.

L'ensemble des blocs ont une base carrée de 3 m de côté, l'ensemble est posé sur le fond par l'intermédiaire d'une couche en enrochements (5 à 70 kg) le quai Marinelle est consacrée à l' entreposage des conteneurs, au chargement et au déchargement des navires Céréaliers, divers, produits métallurgiques et colis.Le traitement de ces types de navires est effectué par des grues portuaires sur pneus ou sur rails de fort tonnage pour une gestion fluide et sécurisée de ces opérations

Les données des navires fréquentant actuellement le quai et le type de grues utilisées et celles prévues dans le futur ont été présenté ci-dessous

Tableau II.10: Caractéristique de navire actuel

TYPE	LONGUEUR	LARGEUR	DWT	GRT	TIRANTD'EAU
Céréalier	180	30	34 032	22 223	9.75
Porte conteneur	157.14	23.50	14 650	12 029	9.48

- **Type de grue actuel**
  Grue actuel LHM 420
- Poids de la grue : 371 T
- Capacité de charge Max : 121 T
- Poids total : 492 T.

Tableau II.11 : Caractéristique de navire prévue

Navires Considérés	Déplacement (t)	Longueur hors tout (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau en charge (m)
Container de 2 000 EVP	33 500	187	28	10.50
Céréalier de 34 000 DWT	44 000	180	30	9.75
Vraquier de 70 000 DWT	85 000	220	38	12.8

Type de gue prévue

Grue acquise LHM 600 :

- Poids de la grue : 540 T
- Capacité de charge Max : 202.5 T
- Poids total : 742.5 T

II.9. Reconnaissances du quai Marinelle et établissement du programme de la compagne géotechniques

II.9.1. Établissement du programme de la compagne géotechniques

Un programme géotechnique a été établi par le LEM

Les emplacements des investigations in situ, les coordonnées en X et Y et le nombre de sondages sont indiqués dans la figure ci-après.



Figure II.5 : Emplacement des investigations in situ

Le programme de la campagne géotechnique est indiqué dans le tableau ci-dessous.

Le linéaire total à réaliser est de :

- 6 x 25 = 150 ml (sondage carottés et SPT)
- 3 x 25 = 75 ml (sondages presiometriques).

Le LEM a établi un tableau contenant le nombre d'essais à réaliser au laboratoire

Tableau II.12 : récapitulatif des essais réalises

DESIGNATION	N
Essais in situ	
Sondages carottés	06
Exécution de sondages carottés de 25 ml de profondeur et SPT y compris prélèvement d'échantillons pour analyse au Laboratoire	
Exécution d'essais Pressiométriques de 25 ml de profondeur	03
Avec des essais chaque 2 m	
Essais au laboratoire	
Détermination du poids spécifique sec et humide, teneur en eau, indice des vides	18
Limite d'Atterberg	18
Analyse granulométrique (pour sols grenus)	18
Exécution d'essais de compression simple sur sols durs.	18
Exécution d'essais de cisaillement à la boite de Casagrande	18
Exécution d'essais œdométrique	12

II.9.2. Résultats de la compagne géotechnique

Une campagne géotechnique a été réalisée par le laboratoire Sarl INZAMAC Algérie (commandée par EP SKIKDA), selon le programme d'investigation établis par le LEM

II.9.2.1. PROGRAMME DE LA CAMPAGNE GEOTECHNIQUE :

La campagne géotechnique est constituée de :

- **Essais in-situ**

Les forages ont été réalisés par le procédé rotatif, à l'aide de deux (02) machines de forage, équipée pour l'exécution des sondages carottés et des essais SPT.

La campagne de reconnaissances géotechniques in-situ a consisté en la réalisation de :

- Six (06) sondages carottés (notés SC/SPT-01 a SC/SPT-06), de 25m de profondeur chacun, avec essais SPT à 2m d'intervalle ;
- Prélèvement d'échantillons intacts et remaniés pour analyses en laboratoire ;
- Trois (03) sondages pressiométriques (notés PR 1 PR 2 et PR 3) de 25m de profondeur chacun, avec essais à 2m d'intervalle.

Le programme contient les travaux suivante

Tableau II.13 : Les travaux de reconnaissances géotechniques

Travaux	Nombre	Linéaire (m)	Date de début	Date de fin
Sondages carottés	6	150	10/12/2019	26/12/2019
Essais SPT	18	-		
Sondages pressiométriques	3	75	10/12/2019	19/12/2019
Essais pressiométriques	34	-		

Les coordonnées des différents points sont reportées dans le tableau ci-après

Tableau II.14: coordonnées des points de reconnaissance géotechnique

Point	X	Y	Distance au point précédent (m)
SC/SP-01	313 376	4 084 286	-
SC/SP-02	313 328	4 084 299	50,0
SC/SP-03	313 279	4 084 313	50,0
SC/SP-04	313 231	4 084 326	50,0
SC/SP-05	313 183	4 084 340	50,6
SC/SP-06	313 135	4 084 353	49,4
PR 1	313 339	4 084 286	-
PR 2	313 253	4 084 310	90,0
PR 3	313 166	4 084 334	90,0

- **Essais en laboratoire**

Tous les échantillons prélevés des sondages durant la campagne de reconnaissance, ont été transportés au niveau du laboratoire d'INZAMAC Algérie. Les essais ont été exécutés sur des échantillons remaniés, représentatifs du sol dûment, prélevés sur le terrain. Le tableau ci-dessous indique les types d'essais de laboratoire réalisés ainsi que les normes y afférentes

Tableau II.15: liste des essais leurs normes

Types d'essais	Norme
Détermination de la teneur en eau	NF P94-050
Densités apparentes sèches et humides	NF EN1097-3
Analyse granulométrique par tamisage	NF P94-056
Indice des vides du sol	
Limites d'Atterberg	NF P94-051
Résistance à la compression simple	NF P94-077
Essai de cisaillement rectiligne non consolidé et non drainé (UU)	-
Essai de compressibilité à l'œdomètre	NF P94-035

II.9.3. Résultats de la compagne géotechniques

II.9.3.1 Essais in situ

II.9.3.2. Sondages carottés

- **Généralités**

Les forages ont été réalisés par le procédé rotatif non destructif, à l'aide d'une (01) machine de forage montée sur camion, équipée pour l'exécution des sondages pressiométriques , des sondages carottés, des essais SPT et des essais de pénétration dynamique.

- **Résultats de la reconnaissance par sondages carottés**

La lecture des coupes lithologiques des six (06) sondages carottés réalisés dans le cadre de la présente étude montre la lithologie suivante :

SC -01 :

- **0,00m – 0,10m :** bitume du quai ;
- **0,10m – 2,00m :** sable graveleux, brunâtre ;
- **2,00m – 7,50m :** alternance de schiste sain récupéré sous forme de fragments et de schiste altéré récupéré sous forme d'argile graveleuse ;
- **7,50m – 11,30m :** calcaire blanchâtre, récupéré sous forme de carottes décimétriques et de fragments centimétriques ;
- **11,30m – 25,00m :** schiste et micaschiste, grisâtres, récupérés sous forme de fragments centimétriques et de carottes décimétriques.

SC -02 :

- **0,00m – 0,15m :** bitume du quai ;
- **0,15m – 1,80m :** mélange de sable grossier et de grave ;
- **1,80m – 7,00m :** schiste altéré, récupéré sous forme de fragments centimétriques ou de carottes d'argiles graveleuse ;
- **7,00m – 15,00m :** béton à éléments grossier ;
- **15,00m – 21,50m :** schiste et micaschiste grisâtres, fragmentés ;
- **21,50m – 25,00m :** schiste et micaschiste grisâtre, bien récupéré.

SC -03 :

- **0,00m – 0,10m :** bitume du quai ;
- **0,10m – 0,20m :** argile beige ;
- **0,20m – 0,80m :** grave ;

- **0,80m – 1,40m :** sable grossier beige ;
- **1,40m – 6,50m :** alternance de niveau de schiste et micaschiste altérés grisâtres fragmentés et de niveaux d'argile gravelo-caillouteuse, grisâtre
- **6,50m – 14,10m :** béton à éléments grossiers ;
- **14,10m – 25,00m :** grave argilo-sableuse, brunâtre.

SC -04 :

- **0,00m – 0,10m :** bitume du quai ;
- **0,10m – 1,80m :** mélange sable + grave ;
- **1,80m – 2,00m :** schiste altéré ;
- **2,00m – 6,50m :** schiste grisâtre ;
- **6,50m – 14,70m :** béton à éléments grossiers ;
- **14,70m – 15,70m :** gravier calcaire ;
- **15,70m – 21,50m :** schiste et micaschiste altéré, récupéré sous forme de sable grossier et d'argile plus ou moins sablo-graveleuse ;
- **21,50m – 25,00m :** schiste et micaschiste grisâtres.

SC -05 :

- **0,00m – 0,15m :** bitume du quai ;
- **0,15m – 1,70m :** mélange de sable grossier et de grave ;
- **1,70m – 6,50m :** schiste altéré ;
- **6,70m – 7,00m :** schiste sain, fragmenté ;
- **7,00m – 13,10m :** béton à éléments grossiers ;
- **13,10m – 14,70m :** grave mal récupérée ;
- **14,70m – 18,00m :** béton altéré ;
- **18,00m – 25,00m :** schiste et micaschiste sains.

SC -06 :

- **0,00m – 0,20m :** bitume du quai ;
- **0,20m – 1,90m :** mélange de sable grossier et de gravier ;
- **1,90m – 4,50m :** schiste altéré ;
- **4,50m – 5,50m :** mélange de sable, gravier et argile ;
- **5,50m – 7,20m :** schiste fragmenté ;

- **7,20m – 14,00m :** béton grossier ;
- **14,00m – 15,50m :** gravier ;
- **15,50m – 19,30m :** schiste fragmenté ;
- **19,30m – 25,00m :** schiste et micaschiste sains.

Pour les (06) sondages carottés réalises le bitume du quai retrouve contient les couches suivantes :

- Couche de surface(BB)
- Couche de base(GB)
- Couche de fondation (GC)

II.9.3.3. Résultats des essais SPT

Dix-huit (18) essais de pénétration dynamique (SPT) ont été réalisés dans les six (06) sondages carottés, à intervalle de 2,0m. Les résultats (N0, N1 et N2) de ces essais, qui représentent le nombre de coups nécessaires à des enfoncements successifs de 15cm, ainsi que le NSPT (correspondant à la somme de N1 et N2), sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II.16: résultats des essais SPT

Sondage	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N1+ N2	Compacité
SPT-01	2,00 - 2,45	28	18	16	34	Dense
	4,00 - 4,45	17	18	15	33	
	6,00 - 6,45	16	12	16	28	Moyennement dense
	8,00 - 8,00	Refus	-	-	Refus	Très dense
SPT-02	2,20 - 2,65	14	35	13	48	Dense
	4,00 - 4,45	4	5	5	10	Moyennement dense
	6,00 - 6,05	Refus	-	-	Refus	Très dense
SPT-03	2,30 - 2,75	7	3	9	12	Moyennement dense
	4,00 - 4,45	9	8	9	17	
	6,00 - 6,45	18	9	15	24	
	14,60 - 15,05	13	15	17	32	Dense
SPT-04	2,10 - 2,55	7	15	53	68	Très dense
SPT-05	2,00 - 2,45	12	16	11	27	Moyennement dense
	4,00 - 4,45	5	6	4	10	
	6,00 - 6,45	20	11	9	20	
	16,50 - 16,61	50	Refus	-	Refus	Très dense
SPT-06	2,00 - 2,45	6	9	11	20	Moyennement dense
	4,00 - 4,45	3	5	6	11	

II.9.3.4. Sondages pressiométriques

L'essai consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement da la paroi de la sonde.

Résultats de la reconnaissance par sondage pressiométrique :

Pl : pression limite : occasionnant un poinçonnement généralisé du sol.
E : Module de déformation : caractérisant la phase de déformation pseudo élastique.

Tableau II.17: résultats des sondages pressiométriques

Sondage	Côte d'essai (m)	Module pressiométrique E	Pression limite PL (bar)	E / PL
PR 1	**4,0**	32,75	6,14	5,33
	6,0	133,21	8,37	15,91
	8,0	352,27	21,05	16,73
	10,0	499,00	55,93	8,92
	12,0	180,13	27,49	6,55
	14,0	234,75	39,22	5,99
	16,0	636,41	64,89	9,81
	18,0	278,52	30,05	9,27
	20,0	781,17	50,87	15,36
	22,0	1871,47	51,35	36,45
	24,0	1599,15	53,38	29,96
PR 2	**4,0**	65,30	11,11	5,88
	6,0	81,07	16,27	4,98
	8,0	1150,15	53,45	21,52
	10,0	1025,10	55,54	18,46
	12,0	1784,79	50,23	35,53
	14,0	735,02	55,78	13,18
	16,0	605,18	41,39	14,62
	18,0	958,09	41,53	23,07
	20,0	722,21	58,34	12,38
	22,0	2044,95	60,02	34,07
	24,0	1077,24	61,58	17,49
PR 3	**2,0**	142,08	22,59	6,29
	4,0	52,60	8,35	6,30
	6,0	119,59	6,57	18,19
	8,0	828,77	51,48	16,10
	10,0	1149,00	53,93	21,31
	12,0	1782,60	49,86	35,76
	14,0	798,76	49,82	16,03
	16,0	679,07	69,65	9,75
	18,0	385,02	51,30	7,50
	20,0	1175,36	74,62	15,75
	22,0	1208,43	50,88	23,75
	24,0	2087,99	51,43	40,60

II.9.3.5. Essais en laboratoire

- **Généralités**

Des échantillons intacts et remaniés ont été récupérés des sondages carottés ont été soumis à des essais de laboratoire pour la détermination de leurs caractéristiques physico-mécaniques. Le tableau ci-dessous donne un aperçu des essais programmés.

Tableau II.17 : programme d'essais de laboratoire

Sondage	de	à	Mesure de densités humide et sèche	Teneur en eau pondérale	Indice des vides	Analyse granulométrique par tamisage	Limites d'Atterberg	Résistance à la compression simple (RCS)	Essais de cisaillement à la boite de Casagrande à court terme (UU)	Essai de compressibilité à l'œdomètre
SC/SPT-01	0,60	1,20	X	X	X	X	X			
	3,70	4,00	X	X	X	X	X		X	X
	8,00	8,35	X	X				X		
	16,60	17,10						X		
SC/SPT-02	0,50	1,80	X	X	X	X	X			
	7,00	7,30	X	X				X		
	11,50	11,85						X		
	14,50	14,65						X		
	23,20	23,60	X	X				X		
SC/SPT-03	11,50	11,75	X	X				X		
	14,00	14,30	X	X	X	X	X		X	X
	16,50	17,50	X	X	X	X	X			
SC/SPT-04	4,20	4,40	X	X				X		
	8,90	9,20						X		
	11,40	11,70						X		
	12,90	13,20						X		
	16,50	17,50	X	X	X	X	X			
	18,50	20,00	X	X	X	X	X			
SC/SPT-05	0,70	1,10	X	X	X	X	X			
	7,15	7,40						X		
	11,40	11,70						X		
	21,60	21,90	X	X				X		
SC/SPT-06	0,30	1,70	X	X	X	X	X			
	2,50	2,75	X	X	X	X	X		X	X
	8,40	8,00	X	X				X		
	114,0	11,80						X		
	13,60	13,85						X		
	22,40	22,80	X	X				X		

- **Résultats des essais de laboratoire**

La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans le tableau récapitulatif présenté ci-après,

Tableau II.18 : résultats des essais de laboratoire

Sondage	Profondeur	Paramètres physiques				Indice des vides	Analyse granulométrique par tamisage		Limites d'Atterberg		Résistance à la compression simple	Cisaillement direct UU		Essai Oedomètrique		
	(m)	W (%)	γ_d (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	Sr (%)	e (%)	< 2mm (%)	< 80µ (%)	W_L (%)	I_p (%)	RCS (bar)	C (bar)	φ (°)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)
SC/SPT-01	0,60 - 1,20	11	1,74	1,93	55	0,55	84	12	Non mesurable							
	3,70 - 4,00	9	2,12	2,31	95	0,27	80	47	Non mesurable			1,05	35,3	2,20	10,30	1,3
	8,00 - 8,35	0	2,63	2,64	100	0,02					33,1					
	16,60 - 17,10										11,8					
SC/SPT-02	0,50 - 1,80	13	1,57	1,78	50	0,72	90	6	Non mesurable							
	7,00 - 7,30	2	2,38	2,43	49	0,13					24,2					
	11,50 - 11,85										37,1					
	14,50 - 14,65										35,2					
	23,20 - 23,60	0	2,64	2,65	100	0,02					13,3					
SC/SPT-03	11,50 - 11,75	3	2,23	2,30	42	0,21					39,5					
	14,00 - 14,30	6	2,19	2,33	79	0,23	71	35	Non mesurable			0,56	21,9	0,66	11,29	1,77
	16,50 - 17,50	11	1,81	2,00	61	0,49	77	16	Non mesurable							
SC/SPT-04	4,20 - 4,40	0	2,64	2,65	100	0,02					18,8					
	8,90 - 9,20										33,8					
	11,40 - 11,70										35,9					
	12,90 - 13,20										27,5					
	16,50 - 17,50	11	1,75	1,94	56	0,54	72	7	Non mesurable							
	18,50 - 20,00	8	2,24	2,41	100	0,21	59	22	Non mesurable							
SC/SPT-05	0,70 - 1,10	6	1,61	1,70	24	0,68	53	6	Non mesurable							
	7,15 - 7,40										21,9					
	11,40 - 11,70										29,0					
	21,60 - 21,90	1	2,60	2,62	100	0,04					9,7					
SC/SPT-06	0,30 - 1,70	11	1,86	2,07	70	0,45	72	27	Non mesurable							
	2,50 - 2,75	8	2,27	2,45	100	0,19	45	24	Non mesurable			0,58	45,1	2,63	9,63	1,16
	8,40 - 8,00	3	2,18	2,25	42	0,24					18,6					
	11,40 - 11,80										32,5					
	13,60 - 13,85										40,59					
	22,40 - 22,80	0	2,64	2,65	100	0,02					7,2					

- **Teneur en eau, saturation et indice des vides**

La teneur en eau « WEau » varie entre 0% et 13%, pour un taux de saturation de 24% à 100% et pour un indice des vides calculé de 0,02 à 0,72.

- **Densités**

La densité humide gh varie entre 1,70 t/m^3 et 2,65 t/m^3 et la densité sèche gd varie entre 1,57 t/m^3 et 2,64 t/m^3 traduisant un état du sol peu dense à très dense.

Tableau II.19 : Qualificatif du sol en fonction de sa masse volumique sèche.

État	Masse volumique ρ_d (kg/m^3)
Peu dense	$\rho_d \leq 1\,600$
Dense	$1\,600 < \rho_d \leq 1\,800$
Très dense	$\rho_d > 1\,800$

- **Analyse granulométrique**

L'analyse granulométrique par tamisage montre un pourcentage de passants à 2 mm variant entre 45% et 90% et un pourcentage de passants à 80 µm variant entre 6% et 47%.

- **Plasticité**

Vu la nature franchement sablo-graveleuse des échantillons analysés, tous ont donnés des résultats non mesurables.

- **Cisaillement direct UU**

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais non consolidés non drainés (UU) à la boite de CASAGRANDE. Les résultats obtenus sont comme suit :

- ✓ Angle de frottement : $21{,}9 \leq \Phi u\ (°) \leq 45{,}1$
- ✓ Cohésion non drainée : $0{,}56 \leq Cu\ (bar) \leq 1{,}05$

- **Compressibilité à l'œdomètre**

Les essais de compressibilité à l'œdomètre ont donné les paramètres mécaniques suivants :

- Contrainte de pré-consolidation : $0{,}66 \leq \boldsymbol{\sigma c\ (bar)} \leq 2{,}63$
- Indice de compressibilité : $9{,}6 \leq \boldsymbol{Cc\ (\%)} \leq 11{,}3$
- Indice de gonflement : $1{,}2 \leq \boldsymbol{Cg\ (\%)} \leq 1{,}8$.

- **Résistance à la compression simple**

La résistance à la compression simple de carottes de béton a donné des valeurs de résistance variant entre 18,6 bars et 40,6 bars et la résistance des carottes de roche (schiste et micaschiste) varie entre 7,2 bars et 33,1 bars.

II.9.3.5. Conclusion compagne géotechniques

Selon la description visuelle faite à partir des sondages carottés, des essais SPT ; le sol est constitué essentiellement d'une formation schisteuse de couleurs grisâtres foncés de consistance moyenne dense à très dense.

(La présence de béton a éléments grossiers dans les sondages carottés SC02-SC06 est justifié par le fait que ces sondages ont était effectués sur le quai Marinnelle)

L'interprétation des résultats des essais pressiométrique obtenus révèlent que le sol est caractérisé par un rapport Ep /Pl (pression limite /module pressiométrique) entre 5.33 – 40.60.

Le tableau suivant résume des valeurs calculées des moyennes harmoniques du module pressiométrique (E) et de la pression limite (Pl) pour chaque pressiomètre ainsi que la classification de site d'après le RPA 99 version 2003

Tableau II.19 : Résume des valeurs calcules des moyens harmoniques du module pressiométrique (E) et la pression limite (PL) pour chaque pressiomètre ainsi que la classification de site

	E (moyen) (Bar)	**Pl (moyenne) (Bar)**	***Classe selon le RPA***
SP01	599,89	37,154	(S_4) Site rocheux
SP02	931,74	45,934	(S_4) Site rocheux
SP02	867,44	45,04	(S_4) Site rocheux

Selon la classification du RPA 99 version 2003, le site est classé dans la catégorie **(S_4) Site rocheux**

A partir des résultats des essais au laboratoire on peut dire que :

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais non consolidés non drainés (UU) à la boite de CASAGRANDE. Les résultats obtenus sont comme suit :

- ✓ Angle de frottement : $21,9 \leq \Phi u\ (°) \leq 45,1$
- ✓ Cohésion non drainée : $0,56 \leq Cu\ (bar) \leq 1,05$

Les essais de compressibilité à l'œdomètre ont donné les paramètres mécaniques suivants :

- ✓ Contrainte de pré-consolidation : $0{,}66 \leq \boldsymbol{\sigma c}$ **(bar)** $\leq 2{,}63$
- ✓ Indice de compressibilité : $9{,}6 \leq$ **Cc (%)** $\leq 11{,}3$
- ✓ Indice de gonflement : $1{,}2 \leq$ **Cg (%)** $\leq 1{,}8$.

- Les valeurs de résistance à la compression simple « Rc » des matériaux testés caractérisent des formations naturelles consistantes. (Formation Schisteuse).
- Les essais de compression simple révèlent des formations schisteuses très dures (RC varie entre 7.2 et 33.1 bars).

II.10. Approfondissement bassin du port de Skikda

II.10.1. Introduction

Le rempiétement du quai Marinelle inclus l'approfondissement du bassin de l'avant-port tandis que l'approfondissement du bassin de la darse permettra l'actualisation du poste pétrolier de l'ancien port de Skikda. Cette étude comporte les missionssuivantes :

- Reconnaissance géophysique
- Reconnaissance géotechnique
- Plan de dragage et calcul du volume.

Le présent rapport, expose les résultats de calcul des volumes à draguer et à derocter, en exploitant les données de la campagne de sismique réflexion réalisée par le LEM dans l'ancien port de Skikda.

II.10.2. DONNEES UTILISEES :

II.10.2.1. Reconnaissances géophysiques :

Principe et description de la technique de sismique réflexion :

La sismique réflexion est une technique de mesure indirecte qui consiste à enregistrer en surface à l'aide d'hydrophones, des échos réfléchis, issus de la propagation dans le sous-sol d'une onde sismique émise par un transducteur émetteur-récepteur.

Ces échos sont renvoyés par des réflecteurs qui sont en fait des surfaces de discontinuité (interfaces), qui marquent des propriétés physiques différentes (densité, vitesse).

Les ondes se propagent et sont réfléchies à l'interface de ces milieux d'impédance différente (interface eau / sédiment ou interface située entre deux couches sédimentaires de nature différente).

La sismique réflexion permet de calculer les vitesses des milieux traversés et d'avoir ainsi accès aux profondeurs des interfaces.

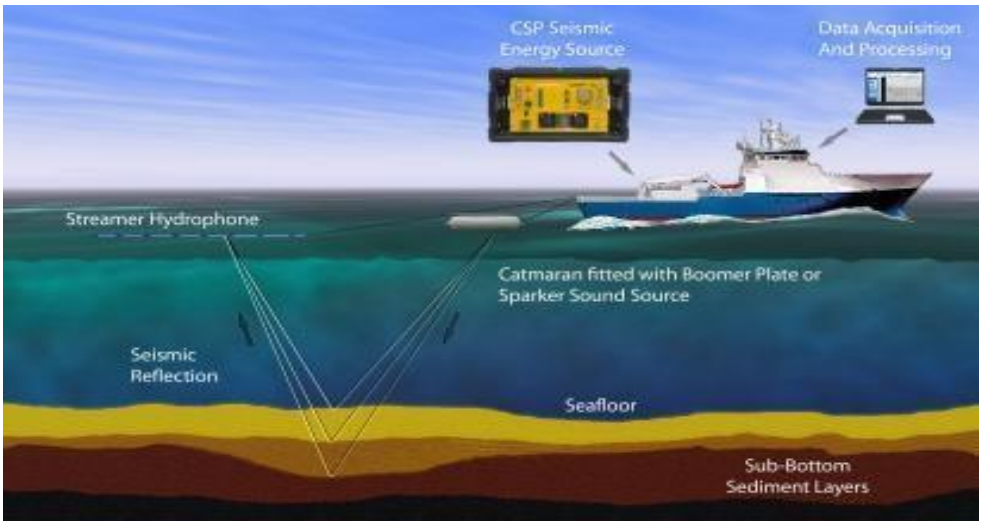


Figure II.6 : principe de la sismique réfraction

Campagne de sismique réflexion :

Le LEM a réalisé une campagne de sismique réflexion pour un linéaire de profil total de 17Km.

Le principal objet de cette campagne, est de déterminer la profondeur à laquelle se trouve le toit de la roche

Résultats de la sismique réflexion :

Les résultats fournis par la sismique réflexion, sont sous forme de profils sismiques (voir Figure) indiquant la profondeur à laquelle se trouve, le fond marin ainsi que le substratum, on parle dans ce cas précis de premier réflecteur et deuxième réflecteur.

Figure II.7: profils sismiques réalisés par le LEM durant la campagne de juin 2020

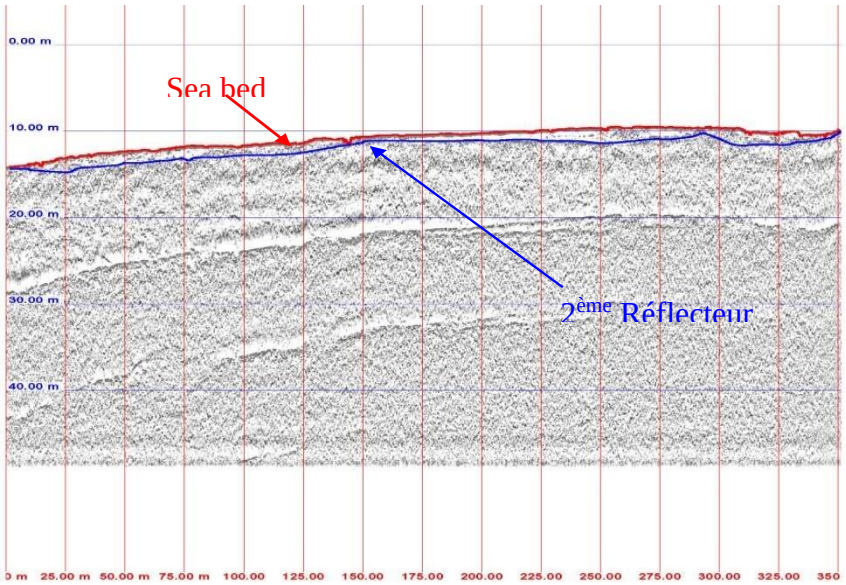


Figure II.8 : exemple d'un profil sismique.

La figure ci-dessous montre les résultats d'épaisseur de la couche meuble dans l'avant-port et au droit du poste n°13 de l'ancien port de Skikda.

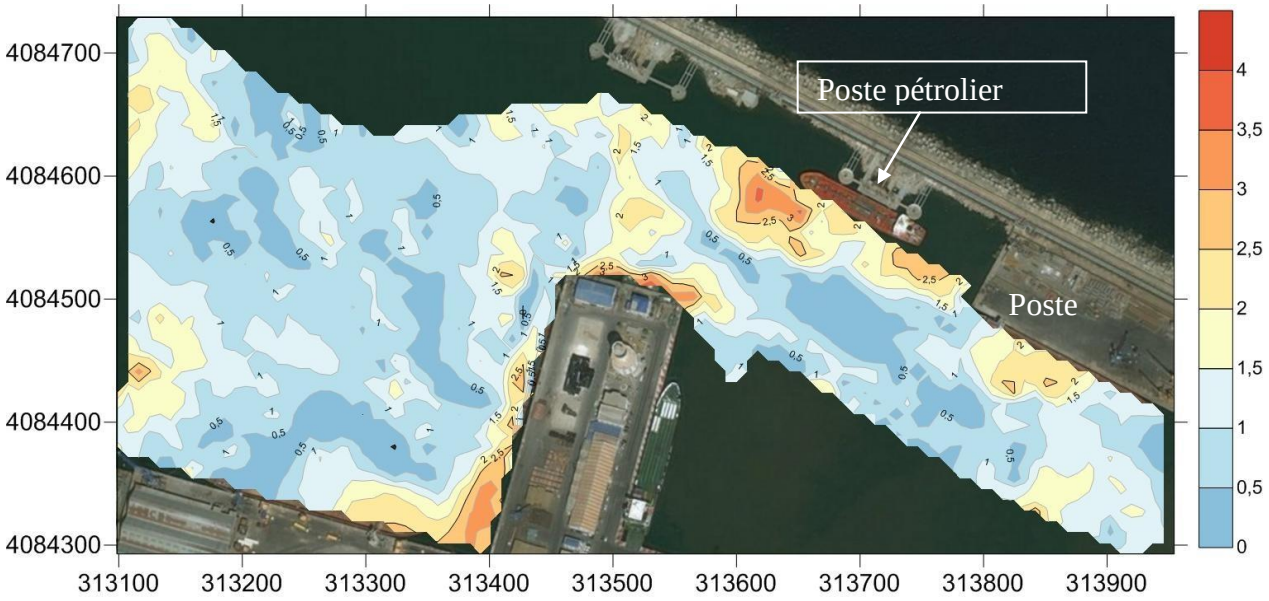


Figure II.9: épaisseur couche meuble.

L'épaisseur de la couche meuble varie de 0.5m à plus de 4m dans la zone d'étude, on retrouve les valeurs importantes au droit du poste pétrolier n°01, contrairement à l'avant-port et le deuxième bassin, ou il est noté que les valeurs de d'épaisseur sont réduites. Cela veut dire qu'on doit s'attendre à avoir un volume important de

déroctage dans cette partie du port. La répartition sédimentaire est aléatoire, les plus fortes épaisseurs se situent au centre et au Nord-Ouest de la zone d'étude.

II.10.2.2. Reconnaissance géotechnique :

Afin d'apprécier la nature du substratum mise en évidence par la technique de sismique réflexion, des données issues d'une campagne géotechnique réalisée par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTPE) sur la darse et l'avant-port de l'ancien port de Skikda, sont exploitées.

- **Le bassin de la darse**

Il s'agit de dix (10) sondages carottés, leurs positions et caractéristiques sont données dans le tableau n°01 ci-après

Tableau II.20 : coordonnées sondages carottés

Essais in situ	Profondeur	Coordonnées UTM	
Sc1	19.50	X= 313469.	Y= 4084520
Sc2	25	X=313514	Y=4084509
Sc3	20	X=313467	Y=4084491
Sc4	22	X=313511	Y=4084511
Sc5	24	X=313450	Y=4084437
Sc6	10	X=313453	Y=4084521
Sc7	10	X=3134440	Y=4084455
Sc8	09	X=313403	Y=4084311
Sc9	23	X=313414	Y=4084306
Sc10	07	X=313433	Y=4084384



Figure II.10: situation des points de sondages carottés.

- **Le bassin de l'avant-port**

En ce qui concerne le bassin de l'avant-port on se référera aux résultats des reconnaissances géotechnique effectuée pour le quai Marinelle qui comprend des sondages à la lance réalisés pour apprécier la nature et l'épaisseur de la couche meuble superficielle (sable, vase, argile très molle…). Le positionnement des points de sondage est schématisé sur le plan ci-après (Voir image).

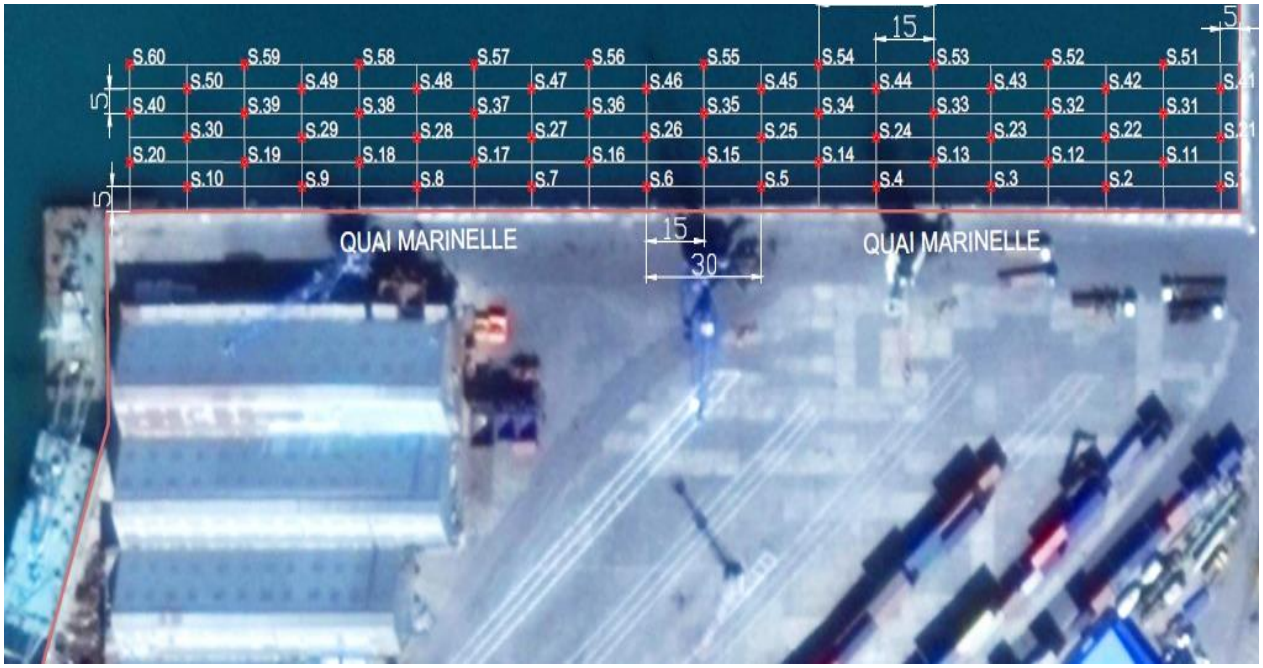


Figure II.11 : situation des points de sondages

Analyse des résultats géotechniques :

En se basant sur les sondages carottés et à la lance de la campagne géotechnique il ressort qu'à priori, le substratum est constitué de formations en Micaschiste fragmentable avec des passages constitué de quartzite et par endroit (notamment la passe de la darse) constitué d'Argilite.

D'après la littérature scientifique consultée, la définition de cette formation est comme ci- dessous :

- Micaschiste :

  Est une roche métamorphique à forte transformation constituée principalement de minéraux en feuillets, ou phyllosilicates tels que des micas, le chlorite ou du talc.



Figure II.12 : Micaschiste

- Quartzite :

  Est une roche siliceuse massive, constituée de cristaux de quartz soudés. Il présente une cassure conchoïdale. Sa couleur est généralement claire



Figure II.13 : Quartzite

- Argilite :

  Est une forme de roche sédimentaire argileuse indurée à grain fin et très peu perméable (quelques nanodarcy).



Figure II.14 : Argilite

II.10.2.3. Plan dragage et calcul du volume :

Références planimétrique et altimétrique :

En Algérie les dispositions réglementaires en matière de système de référence sont encadrées par l'arrêté du 25 février 2003 publié dans le journal officiel de la République Algérienne, du 30 avril 2003 fixant les systèmes de coordonnées sur le territoire national, ainsi toutes les coordonnées fournies pour la présente étude sont rattachées au système suivant :

Système géodésique :
WGS-84/ITRS
Ellipsoïde :
WGS-84
(GRS-80)
Demi grand axe : a= 6 378 137 m.
Aplatissement : f =1/ 298. 2572236
Projection : UTM zone 32 Nord.
Latitude Origine :
00°00'00.0000 Nord.
Longitude Origine :
03°00'00.0000 Est
Facteur d'échelle à l'origine :
0.9996000000.
Constante Nord :
0.0000
Constante Est : 500 000.0000 m.

Pour l'altimétrie, les côtes nominales seront données par rapport au zéro hydrographique (ZH) (Voir figure ci-dessous) déterminé dans la région d'Annaba par la formule suivante :

$$\mathbf{Côte\ (ZH) = Côte\ NGA - 0.34(m)}$$

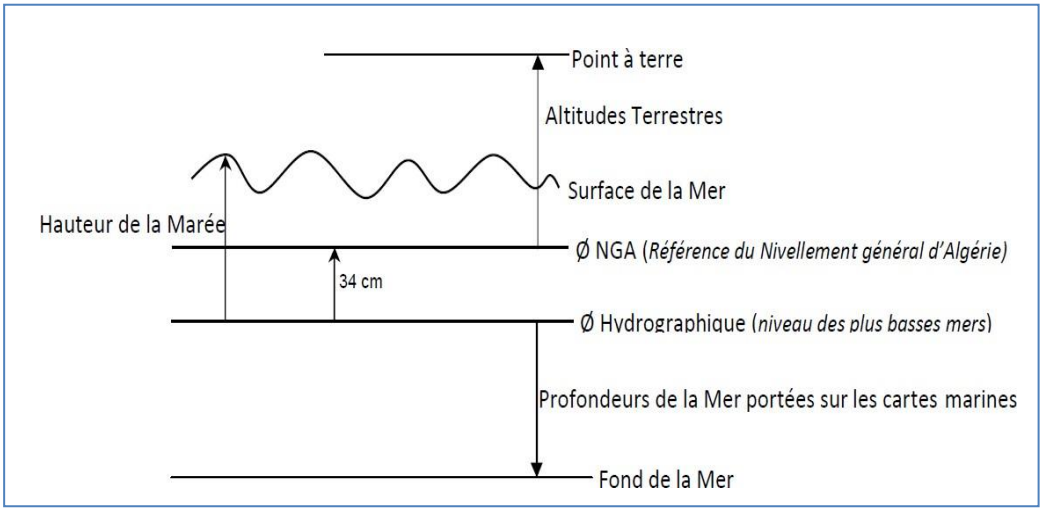


Figure II.15: Schéma représentant les différents niveaux de références altimétriques.

Plan de dragage et calcul du volume :

Le plan de dragage la figure ci-dessous objet de cette étude a fait l'objet d'une validation par les services de l'entreprise portuaire de Skikda. Le plan englobe une superficie d'environ 6.3 Hectares, pour un volume global de dragage/déroctage de 110 000 m3 pour le bassin de la darse

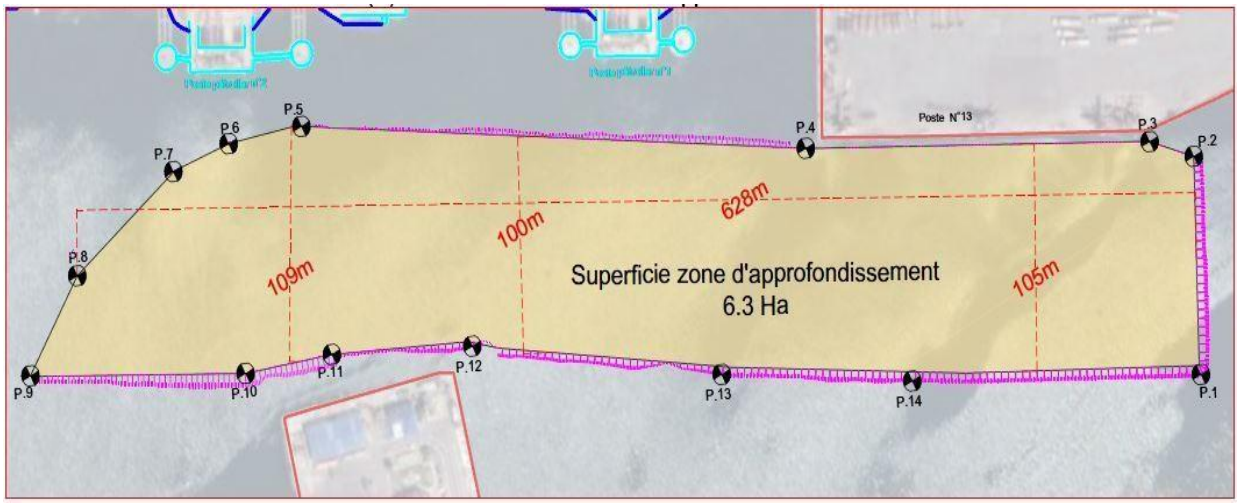


Figure II.16: Plan de dragage de la passe de la darse à l'ancien port de Skikda

Le plan englobe une superficie d'environ 8.7 Hectares, pour un volume global de dragage/déroctage de 250 165 m3 pour le bassin de l'avant-port



Figure II.17 : Plan de dragage de l'avant-port de l'ancien port de Skikda.

Calcul des volumes de dragage et de déroctage :

Les résultats de calcul de volume sont donnés dans le tableau ci-après, ils se basent principalement sur les données bathymétriques et géophysiques réalisées par le LEM dans le cadre de cette étude.

Tableau II.21: résultats de dragage et déroctage pour le bassin de la darse

	Superficie concernée en Ha	Volume en m3
Dragage de matériaux meuble	6.3	60 000
Déroctage matériaux dur	3.9	50 000
Total		110 000

Tableau II.22 : résultats de dragage et déroctage pour le bassin de l'avant-port

	Volume en m3
Dragage de matériaux meuble	60 259
Déroctage matériaux dur	189 906
Total	250 165

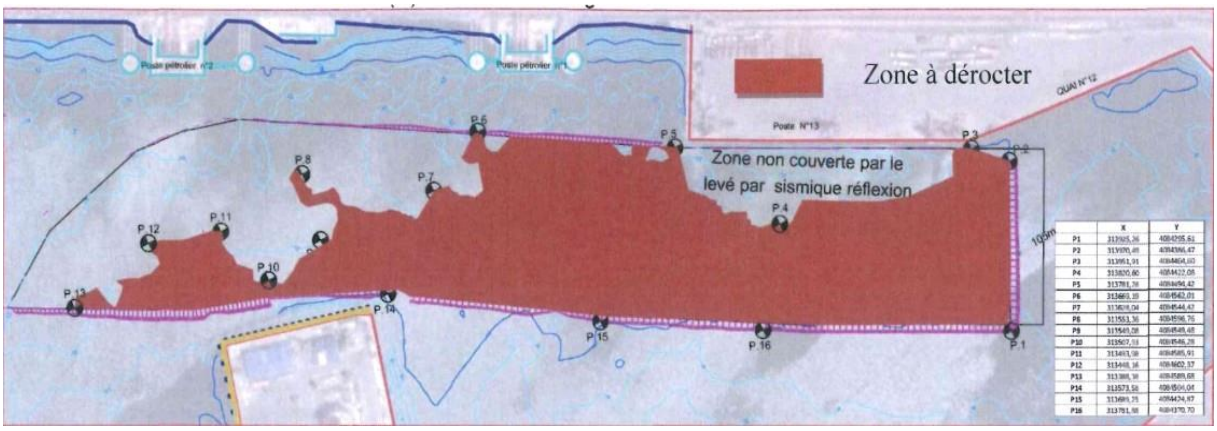


Figure II.18 : Limite de la zone a déroctér de la darse

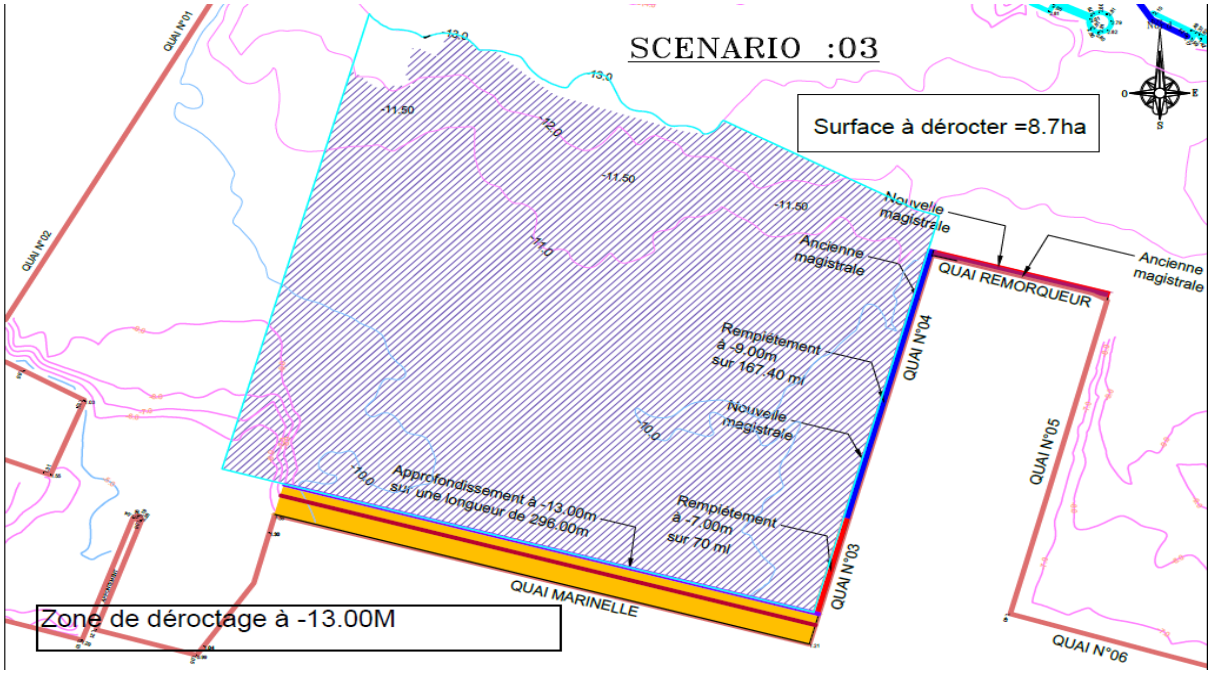


Figure II.19: Limite de la zone de déroctage de l'avant-port

A l'issue de cette étude, nous avons pu, a travers l'analyse des résultats des travaux de reconnaissances sur le site réalises par le L.E.M, déterminer et quantifier les volumes a extraire pour l'approfondissement de la passe de la darse et celle de l' avant-port une profondeur de -13.00m ZH comme exigé par L'EPS.

La campagne géophysique par sismique reflexion a permis de mettre en évidence la couche meuble de sédiment dans la zone de 1'étude et le niveau du substratum.

Les données de la campagne géotechnique exploitées dans cette étude nous a permis d'apprécier la nature du substratum . Il s'agit d'apriori d'un substratum rocheux composé de micaschiste, d'Argi1ite et quartzite.

Les volumes de matériaux à extraire est d'environ 60 000 m3 de matériaux meuble (sable) et d'environ 50 000 m3 de matériaux dur (roche), pour un total de 110 000m3 pour le bassin de la darse tandis que pour le bassin de l'avant-port les volumes de matériaux à extraire est d'environ 60 259 m3 de matériaux meuble (sable), et d'environ 189 906m3 de matériaux dur (roche), pour un total de 250 165 m^2.

II .11. Conclusion :

À travers ce chapitre, les principaux aspects techniques à prendre en considération ont été cités pour la conception du projet. Dans le chapitre suivant, ces données auront pour but de concevoir plusieurs variantes de rempiétement.

CHAPITRE III

La réserve de stabilité de l’ancien quai marinelle

2020/2021

ENSTP

Chapitre III

La réserve de stabilité de l’ancien quai Marinelle :

III.1. Introduction

La détermination des efforts agissant, sur le quai dépend du rôle de quai lui-même. Le quai fournit au navire un dispositif d'appui, permettant le cas échéant son accostage et son amarrage.

Dans ce cas les efforts entrants en jeu ici essentiellement horizontaux et concentrées, Néanmoins, la plupart du temps, ces efforts sont transmis au quai lui-même, par l'intermédiaire d'une poutre de couronnement, permettant de repartir leur action.

Le quai assure une liaison entre le navire et la terre ou les efforts appliqués sont essentiellement verticaux, réparties dans le cas de stockage ou concentrés dans le cas de l'outillage de manutention telles que les grues.

Dans ce chapitre, portant sur la réserve de stabilité de l’ancien quai, on doit étudier la stabilité s'il va répondre aux nouvelles exigences des navires en particulier, l’accroissement de leur tirant d’eau, ainsi que des nouvelles sollicitations des engins d'exploitation portuaires (grue)

III.2. Consistance de la vérification

La vérification a lieu pour un quai a -9.5 m de tirant d’eau composer des 04blocs préfabriqués en béton empilés les uns sur les autres.

Ces ouvrages reposent sur une couche d'assise en enrochements (1-15 Kg). Cette dernière sera réglée avec une couche de ballast (20-40mm) . Le pied de quai est protégé par des enrochements de (50-200 Kg).

Le quai sera épaulé par des TVC 0-500 Kg à l’arrière. Le couronnement des quais constitué par une poutre en béton armé permettant de rectifier les irrégularités dues à la pose des blocs d'une part, et sert de support pour la fixation des bollards, défenses et échelles de sécurité.

Les vérifications ont porté sur :

- La stabilité au renversement ;
- La stabilité vis-à-vis du glissement ;
- La stabilité vis-à-vis du poinçonnement ;

III.2.1. Hypothèse de calcul

Tableau III.1 : donnes physiques et géotechniques

	Élément	Paramètre	Attribut
Données Géotechniques	Remblai à l'arrière du mur	$\gamma d(t/m3)$	1.80
		$\gamma'(t/m3)$	1.10
		$\varphi(°)$	37.00
		C$(t/m2)$	0.00
		$\delta(°)$	$\frac{2}{3}\ \varphi$
	Assise en enrochement	$\gamma'(t/m3)$	1.10
		$\varphi(°)$	38.00
		C$(t/m2)$	0.00
		$\sigma adm(t/m2)$	60.00
	Sol de fondation	$\gamma d(t/m3)$	1.80
		$\gamma'(t/m3)$	1.10
		$\varphi(°)$	38.00
		C$(t/m2)$	0.00
Matériaux	Acier		Fe E400
	Béton de masse	$\gamma b(t/m3)$	2.30
		$\gamma' b(t/m3)$	1.30
	Béton armé	$\gamma b(t/m3)$	2.50
		$\gamma' b(t/m3)$	1.50

III.3. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai

III.3.1. Caractéristiques géométriques des blocs

Pour déterminer les caractéristiques géométriques des blocs, ces lois seront utilisées :

V = S × H P = V × γb ou V × $\gamma' b$ (selon le cas d'immersion)

M = P × d

Avec :

• V : Volume de l'élément considéré ;

• S : Surface de l'élément considéré ;

• H : Hauteur de l'élément considéré ;

• P : Poids de l'élément considéré ;

• γb : Poids volumique du béton ;

• $\gamma' b$: Poids volumique déjaugé du béton ;

• M : Moment de l'élément considéré ;

• d : Bras de levier de l'élément par rapport à la base. ;

Tableau III.2 : Valeurs des caractéristiques géométriques des blocs

Elément	Formule	V(m^3)	P(t)	Y(m)	X(m)	Mv (T.m)	Mh (T.m)
Bloc 1	$(2,6 \times 6,5 - 2,1 \times 0,7) \times 3$	46,5	63,05	1,33	3,11	196,09	83,86
Bloc 2	$5,8 \times 2,6 \times 3$	45,24	58,81	3,9	2,9	170,55	229,36
Bloc 3	$5,5,9 \times 2,6 \times 3$	42,9	55,77	6,5	2,75	153,37	362,51
Bloc4	$(2,1 \times 5 + 5 \times 0,2 - 4 \times 0,1) \times 3$	33,3	45,09	8,91	2,5	112,73	401,75
P. Couronnement	$(5 \times 1,55 + 0,1 \times 4) \times 3$	24,45	61,13	10,83	2,5	140,6	662,08
Total		192,39	283,85			773,34	1739,56

III.3.2. Caractéristiques géométriques des terres :

Tableau III.3 : Valeurs des caractéristiques géométriques des remblai au-dessus des blocs

Elément	Formule	P(t/ml)	Y(m)	X(m)	Mv (T.m/ml)	Mh (T.m/ml)
Sol 1	$0,7\times (7,3 \times 1,1 + 1,75 \times 1,8)$	7,826	7,13	6,15	48,13	55,8
Sol 2	$0,3(4,7\times 1,1 + 1,75 \times 1,8)$	2,496	8,28	5,65	14,1	20,67
Sol 3	$0,5\times (2,1 \times 1,1 + 1,75 \times 1,8)$	2,73	9,73	5,25	14,33	26,56
Total		13,052			76,56	103,03

III.4. Différentes sollicitations agissant sur le quai

Cette étape a pour objectif de déterminer les efforts à prendre en compte pour la vérification de la stabilité du quai. Ils seront calculés dans le cas statique et dynamique. Ces efforts sont

- La poussée des terres ;
- La poussée due aux surcharges ;
- La poussée hydrostatique de marnage ;
- La poussée hydrodynamique ;
- L'effort d'amarrage ;
- L'effort dû au séisme ;

III.4.1. Calcul des efforts

III.4.1.1. Calcul des coefficients de poussées

Le calcul des coefficients de poussées sera établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ avec les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est plane
- Le rideau se déplace suffisamment pour que l'équilibre limite soit atteint
- Les points du prisme de rupture sont soumis à la même accélération

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

Avec :

Ka : Coefficient de poussée ;

φ : Angle de frottement interne ;

δ : Angle du frottement du sol sur l'écran (frottement mur sol ou sol-sol)

Pour un frottement sol-mur : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$

Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi$

λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;

β : Angle du terre-plein avec l'horizontale ;

$\theta = Arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$;

K_h : Accélération horizontal (K_h = 0.15 g)

K_V : Accélération verticale ($K_V = \pm$ 0.3 Kh)

CAS STATIQUE

Frottement Sol/Mur : $\varphi = 37°$; $\delta = 24{,}66°$; $\beta = \lambda = \theta = 0$

Frottement Sol/sol : $\varphi = 37°$; $\delta = 37°$; $\beta = \lambda = \theta = 0$

Pour un écran incliné :

Frottement Sol/Mur : $\varphi = 37°$; $\delta = 24{,}66°$; $\lambda = -18.43°$; $\beta = \theta = 0$

Frottement Sol/sol : $\varphi = 37°$; $\delta = 37°$; $\lambda = -18.43°$; $\beta = \theta = 0$

Tableau III.4 : Récapitulatif des coefficients de poussées

	Paroi vertical Ka1	Paroi incliné Ka2
Sol/mur	**0.226**	**0.118**
Sol/sol	**0.233**	**0.116**

CAS DYNAMIQUE

Séisme ascendant : $\theta = Arctg\left(\frac{0{,}15}{1-0{,}045}\right) = 8.93°$

Frottement Sol/Mur : $\varphi = 37°$; $\delta = 24.66°$; $\beta = \lambda = 0$; $\theta = 8.93°$

Frottement Sol/sol : $\varphi = 37°$; $\delta = 37°$; $\beta = \lambda = 0$; $\theta = 8.93°$

Séisme descendant : $\theta = Arctg\left(\frac{0{,}15}{1+0{,}045}\right) = 8.17°$

Frottement Sol/Mur : $\varphi = 37°$; $\delta = 24.66°$; $\beta = \lambda = 0$; $\theta = 8.17°$

Frottement Sol/sol : $\varphi = 37°$; $\delta = 37°$; $\beta = \lambda = 0$; $\theta = 8.17°$

Pour paroi incliné : $\lambda = -18.43°$;

Tableau III.5 : Récapitulatif des coefficients de poussées

		Paroi vertical	Paroi incliné
Ascendant	Sol/mur	**0.325**	**0.197**
	Sol/sol	**0.347**	**0.200**
Descendant	Sol/mur	**0.316**	**0.189**
	Sol/sol	**0.335**	**0.191**

Poussée des terres s'applique de 07 manières

- De la cote 0.00m a +1.75 m sur un écran vertical de sol non immerge $Pa1$
- De la cote 0.00m a -2.10 m sur un écran vertical de sol immerge $Pa2$
- De la cote -2.10 m a - 4.70 m sur un écran vertical de sol immerge $Pa3$
- De la cote -4.70m a -7.30m sur un écran vertical de sol immerge $Pa4$
- De la cote -7.30m a 7.80 m sur un écran vertical en béton et un sol immerge $Pa5$
- De la cote 7.80m 9.90 m sur un écran incline en béton et un sol immerge $Pa6$

La pression exercée par les terres sur un écran est donnée par la formule : $P_1 = \Sigma (\gamma_i \, hi)$ Kai

hi : Hauteur de la couche des terres et γi son poids volumique

Kai : Coefficient de poussée

La poussée des terres est l'aire du diagramme des contraintes qui en résulte
La force de poussée a deux composantes :

- PRv= PR× sin δ : composante verticale ;
- PRh = PR × cos δ : composante horizontale.

Avec : PR : Résultante de la poussée des terres.

- P1=1.8× 1.75 × Ka1
- Pa1=$\frac{1}{2}$ × 1.75 × P1
- P2= P1+1.1× 2.1 ×Ka1
- Pa2= (P1+ P2)× 2.1 × $\frac{1}{2}$
- P3= P2+1.1×2.6×Ka1
- Pa3= (P2+ P3)× 2.6 × $\frac{1}{2}$
- P4= P3+1.1×2.6×Ka1
- Pa4= (P3+ P4)× 2.6 × $\frac{1}{2}$
- P5= P4+1.1×0.5×Ka1
- Pa5= (P4+ P5) ×0.5× $\frac{1}{2}$
- P6= $(1.8\times 1.75 + 7.8 \times 1.1) \times \frac{\text{Ka2}}{\cos(24.66)}$
- P7= $(1.8\times 1.75 + 9.9 \times 1.1) \times \frac{\text{Ka2}}{\cos(24.66)}$
- Pa6= (P6+ P7)× $\frac{2.21}{\cos(24.66)} \times \frac{1}{2}$

Tableau III.6 : poussés des terres sur le quai, cas statique

Cote	γ(t/m)	δ(°)	λ(°)	h(m)	Ka	P(t/ml)	Pa(t/ml)	Pah(t/ml)	Pav(t/ml)
0.00m a +1.75	1.8	37	0.00	1.75	0.233	0.734	0.642	0.513	0.386
0.00m a -2.10 m	1.1	37	0.00	2.10	0.233	1.272	2.106	1.682	1.267
2.10 m a - 4.70m	1.1	37	0.00	2.60	0.233	1.938	4.173	3.333	2.511
4.70m a -7.30m	1.1	37	0.00	2.60	0.233	2.604	5.905	4.716	3.554
-7.30m a 7.80 m	1.1	24.66	0.00	0.50	0.226	2.728	1.333	1.211	0.556
-7.80m a - 9.90m	1.1	24.66	-18.43	2.10	0.118	1.823	4.068	3.697	1.697

Tableau III.7: poussés des terres sur le quai, cas dynamique

Cote	γ(t/m)	δ(°)	λ(°)	h(m)	Ka	P(t/ml)	Pa(t/ml)	Pah(t/ml)	Pav(t/ml)
0.00m a +1.75	1.8	37	0.00	1.75	0.347	1.093	0.956	0.763	0.575
0.00m a -2.10 m	1.1	37	0.00	2.10	0.347	1.895	3.137	2.505	1.888
2.10 m a - 4.70m	1.1	37	0.00	2.60	0.347	2.887	6.217	4.965	3.741
4.70m a -7.30m	1.1	37	0.00	2.60	0.347	3.879	8.796	7.025	5.293
-7.30m a 7.80 m	1.1	24.66	0.00	0.50	0.325	4.058	1.984	1.803	0.828
-7.80m a - 9.90m	1.1	24.66	-18.43	2.10	0.197	3.043	6.792	6.173	2.834

III.4.1.2. Poussées dues à la surcharge d'exploitation

Les divers paramètres à calculer sont donnés par les formules suivantes :

Coefficient de poussée : $k_q = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)}$

λ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale

β : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale

La contrainte : $\sigma_i = k_{qi} \times q$ (où : q = surcharge d'exploitation)

La poussée : $P_i = \sigma_i \times h_i$

Sachant que l'inclinaison des poussées des terres et celles dues aux surcharges fait un angle δ (qui dépend du frottement sol-sol ou sol-mur) avec la normale à l'écran considéré, les efforts verticaux et horizontaux en fonction de l'inclinaison de l'écran son donnés par :

- Pqv=Pq× sin δ : composante verticale ;
- Pqh= Pq × cos δ : composante horizontale.

On considère une surcharge de $q = 4\ t/m2$

La poussée due aux surcharges s'applique comme suivant

- De la cote +1.75 m a -2.10m sur un écran vertical $Pq1$
- De la cote -2.10m a -7.30 m sur un écran vertical $Pq2$
- De la cote -7.30 m a- 7.80m sur un écran vertical en béton $Pq3$
- De la cote -7.80m a -9.90 m sur un écran incline $Pq4$

Tableau III.8 : poussés due aux surcharges sur le quai, cas statique

Côte	**λ(°)**	**δ(°)**	Kca	Kq	σ(t/m²)	**h(m)**	Pq**(t/ml)**	Pqh **(t/ml)**	Pqv **(t/ml)**
+1.75 m a -2.10m	0.00	37	0,233	0,233	0,932	3,85	3,5882	2,866	2,159
-2.10m a -7.30 m	0.00	37	0,233	0,233	0,932	5,2	4,8464	3,871	2,917
-7.30 m a- 7.80m	0.00	24.66	0,226	0,226	0,904	0,5	0,452	0,411	0,189
-7.80 m a -9.90m	-18.43	24.66	0,118	0,124	0,496	2,1	1,0416	0,947	0,435

Tableau III.9: poussés due aux surcharges sur le quai, cas dynamique

Côte	**λ(°)**	**δ(°)**	Kca	Kq	σ(t/m²)	**h(m)**	Pq**(t/ml)**	Pqh **(t/ml)**	Pqv **(t/ml)**
+1.75 m a -2.10m	0.00	37	0,347	0,347	1,388	3,85	5,3438	4,268	3,216
-2.10m a -7.30 m	0.00	37	0,347	0,347	1,388	5,2	7,2176	5,764	4,344
-7.30 m a- 7.80m	0.00	24.66	0,325	0,325	1,3	0,5	0,65	0,591	0,271
-7.80 m a -9.90m	-18.43	24.66	0,197	0,208	0,832	2,1	1,7472	1,588	0,729

Récapitulatif des poussées des terres et poussées dues à la surcharge d'application :
Le calcul des poussées des terres et poussées dues à la surcharge d'exploitation sont montrées dans les tableaux suivants

Tableau III.10: récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas statique

Force de poussé Pa (T/ml)	**Pa horizontal (T/ml)**	**Pa vertical (T/ml)**	**Y (m)**	**X (m)**	**Moment Renversant (T.m/ml)**	**Moment stabilisant (T.m/ml)**
0.642	0,513	0,386	10,48	6,5	5,37624	2,509
2.106	1,682	1,267	8,37	6,5	14,07834	8,2355
4.173	3,333	2,511	6,07	6,5	20,23131	16,3215
5.905	4,716	3,554	3,47	6,5	16,36452	23,101
1.333	1,211	0,556	2,27	6,5	2,74897	3,614
4.068	3,697	1,697	0,7	6,27	2,5879	10,64019

Tableau III.11: récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas dynamique

Force de poussé (T/ml)	Pa Horizontal (T/ml)	Pa Vertical (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant (T.m/ml)	Moment stabilisant (T.m/ml)
0.956	0,763	0,575	10,48	6,5	7,99624	3,7375
3.137	2,505	1,888	8,37	6,5	20,96685	12,272
6.217	4,965	3,741	6,07	6,5	30,13755	24,3165
8.796	7,025	5,293	3,47	6,5	24,37675	34,4045
1.984	1,803	0,828	2,27	6,5	4,09281	5,382
6.792	6,173	2,834	0,7	6,27	4,3211	17,76918

Tableau III.12: récapitulatif des poussés du aux surcharges sur le quai cas statique

Force de surcharge (t/ml)	Pq Horizontal (t/ml)	Pq Vertical (t/ml)	Y(m)	X(m)	Moment Renversant (T.m/ml)	Moment stabilisant (T.m/ml)
3,5882	2,866	2,159	9,73	6,5	27,88618	14,0335
4,8464	3,871	2,917	5,2	6,5	20,1292	18,9605
0,452	0,411	0,189	2,35	6,5	0,96585	1,2285
1,0416	0,947	0,435	1,05	6,15	0,99435	2,67525

Tableau III.13: récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur le quai cas dynamique

Force de surcharge (t/ml)	Pq Horizontal (t/ml)	Pq Vertical (t/ml)	Y(m)	X(m)	Moment Renversant (T.m/ml)	Moment stabilisant (T.m/ml)
5,3438	4,268	3,216	9,73	6,5	41,52764	20,904
7,2176	5,764	4,344	5,2	6,5	29,9728	28,236
0,65	0,591	0,271	2,35	6,5	1,38885	1,7615
1,7472	1,588	0,729	1,05	6,15	1,6674	4,48335

III.4.1.3. Poussée hydrostatique de marnage

Le marnage est l'amplitude de la variation successive du niveau d'eau entre une basse mer est une haute mer lors du phénomène de la marée. Bien qu'il soit faible dans notre cas, il est pris en considération dans les calculs. La pression due au marnage est donnée par la formule suivante : $\sigma=\gamma_w \times e$ $P_1 = \sigma .h$; $Y_{G1} = \frac{h}{2}$

- e : Marnage est de 30 cm (e = 0.30 m)
- h : Profondeur au pied du quai
- γ_w : Densité de l'eau de mer (γ_w = 1.029 t/m^3)

A.N : P= 3,069 t/ml

Y=4.95m

III.4.1.4. Poussée hydrodynamique

Les ouvrages immergés, lors d'un séisme, sont soumis à des efforts hydrodynamiques. Les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « Westergraard » :

$$Pw= 0{,}9917 \times \gamma w \times Kh \times h^2$$

Avec :

- γw : Masse volumique de l'eau de mer
- Kh= 0.15 m/s^2 : Accélération horizontale
- h: Hauteur de l'élément immergé (pour notre cas 9,9 m).

A.N : $P = 0{,}9917 \times 0{,}15 \times 1{,}029 \times 9{,}9 = 15{,}02\ t/m$

III.4.1.5. Effort d'amarrage

Les amarres du navire sont attachées aux bollards et à la suite de l'action du courant et du vent, des forces de pression sont générées. Le quai sera équipé de bollards de 150 T disposés tous les 16m. L'effort d'amarrage est appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur du quai (+1.75), le moment dû à l'effort d'amarrage est :

$$M = F \times (h + 1.75 + 0.30)$$

$$= 8.33 \times (9{,}9 + 1{,}75 + 0{,}3)$$

$$=99{,}544\ t.m/ml$$

III.4.1.6. Poussées dues à la grue

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussé exercé sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité p et de rectangle d'impact b x d) dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci.
La diffusion de la poussée se développe dans une zone délimitée par :

- Dans le sens vertical : deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle d'impact (b x d) et inclinés de φ et de pi/4 + φ/2
- Dans le sens horizontal : deux plans passant par les angles du rectangle d'impact (b x d) les plus proches du parement, et correspondant à une diffusion suivant un angle de 27° environ (pente ½). En considèrent les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement :

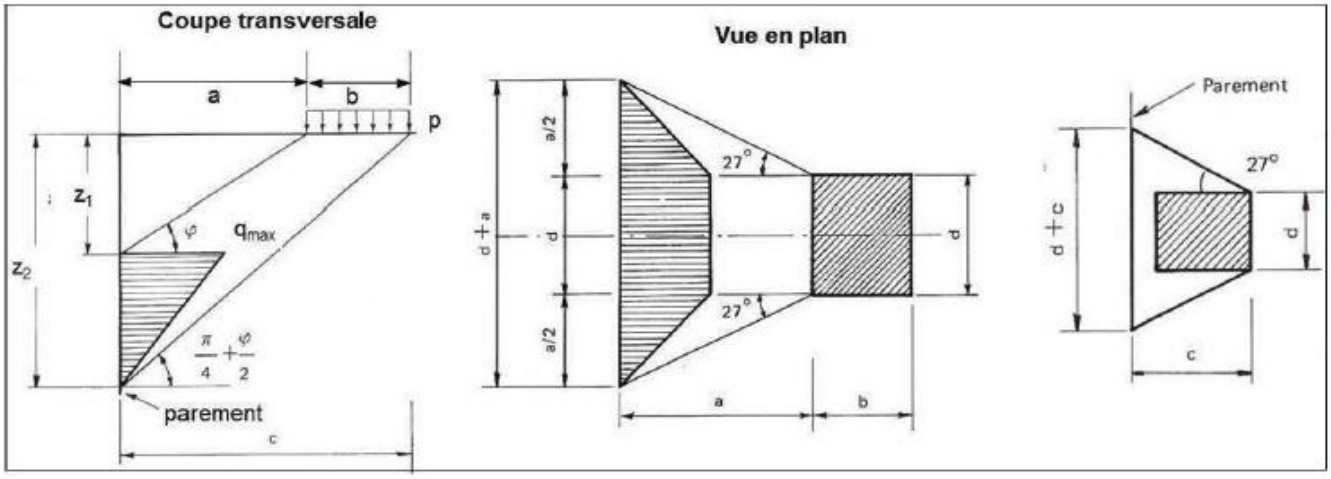


Figure III.1 : caractéristique de la grue

$$(d+a).(z_2 - z_1), \text{ avec : } z_1 = a.tg\varphi \text{ et } z_2 = (a+b).\tan(\pi/4+\varphi/2)$$

$$\text{et } q_{max} = \frac{4P}{(2d+a)(z_2 - z_1)} \qquad \text{et } P = p.b.d.\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Cette méthode est théorique et très approximative. Elle peut être utilisée tan que la charge ne s'approche pas trop prés de l'écran (b petit devant a). Dans le cas contraire il est conseillé pour la diffusion horizontale de faire passer les plans verticaux à 27° par l'arrière de la surface de charge. Cela revient à remplacer a par c = a + b dans la formule qmax.
Dans le cas d'une charge ponctuelle on a la formule suivante :

La grue considérée est de type **LHM 600** (poids total : 540 T)

Poids du patin=52,5 % × 540 = 283.5$tonnes$

Q = 283.5/ (1.8×5.5) =28.64 tonnes/m^2

Qmax =7.98 tonnes/m^2

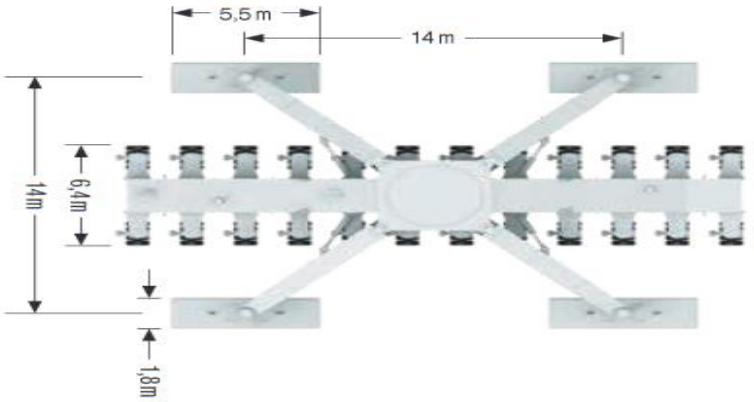


Figure III.2 : dimension de la grue

III.4.1.7. Effort dû au séisme

Force horizontale due au séisme (SI):

SI = $K_h \times P$

Force verticale due au séisme : $(1 \pm K_v) \times P$

P : Poids total du mur ;

Kh : Accélération sismique horizontale ;

Kv : Accélération sismique verticale ;

A.N : SI = 16,15035× 0,15 = 2.4225t/ml

III.5. Vérification de la stabilité du quai existant

III.5.1. Combinaisons de charges

Dans le cas statique la combinaison de charge utilisée est la suivante :

- A l'état limite ultime (E.L.U) : G+1,5 Qi
- A l'état limite de service (E.L.S) : G + Qi

Dans le cas dynamique la combinaison de charge utilisée est la suivante :

- G + 1.5Qi + SI
- G + Qi + SI

Avec :

G : charges permanentes

Q : charge d'exploitation SI : charge accidentelle

$$q_{max} = \frac{4Q\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{a^2\left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \tan\varphi\right]}$$

Tableau III.14 : symbole de charge

Symbole	Description
G	Poids propre des blocs du quai Poids du remblai sur les blocs de quai Poutre de couronnement Poussée due au marnage Poussée hydrodynamique
Q1	Surcharge de 4 t/m^2 sur le terre-plein derrière le quai
Q2	Effort d'amarrage
Q3	Grue mobile
SI	Force d'inertie de séisme

Tableau III .14 : Coefficients de sécurité

	Coefficient de sécurité	**Cas statique**	**Cas dynamique**
Stabilité au glissement	**Fg**=$\frac{Pv}{Ph} \times tan\varphi$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au renversement	**Fr**=$\frac{Ms}{Mr}$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au poinçonnement	$FP = \frac{\sigma sol, assise}{\sigma v}$	≥ 3.0	≥ 2.0

Avec :

- **Fg** : Facteur de sécurité vis-à-vis du glissement ;
- **Pv** : Résultante des forces verticales appliquée sur le quai ;
- **Ph** : Résultante des forces horizontales appliquée sur le quai ;
- **φ**=37°: Angle de frottement interne;
- **Fr** : Facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ;
- **Ms** : Moment stabilisant du quai ;
- **Mr** : Moment renversant du quai ;
- **Fp** : Facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement ;
- $\sigma sol,assise$: Contrainte limite supportée par le sol de fondation ou l'assise en enrochement
- σv : Contrainte imposée par les blocs du qua

III.5.2. Récapitulatif des efforts dans le cas statique

Tableau III.15 : récapitulatif calcul des efforts dans le cas statique

Désignation des charges		FV (t/ml)	X (m)	MSTAB = FV x X (tm/m)	FH (t/ml)	Y (m)	MRENV = FH x Y (tm/ml)
Charges permanentes							
Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)		107,669	3,146	338,704			
Poussés des terres	**Pa1**	0,386	6,5	2,509	0,513	10,48	5,37624
	Pa2	1,267	6,5	8,2355	1,682	8,37	14,07834
	Pa3	2,511	6,5	16,3215	3,333	6,07	20,23131
	Pa4	3,554	6,5	23,101	4,716	3,47	16,36452
	Pa5	0,556	6,5	3,614	1,211	2,27	2,74897
	Pa6	1,697	6,27	10,64019	3,697	0,7	2,5879
Poussée due au marnage					3,069	4,95	15,19155
Total G		117,64		403,12552	18,221		76,57883
Surcharges							
Q1 : Surcharge (4 t/m2)	**Pq1**	2,159	6,5	14,0335	2,866	9,73	27,88618
	Pq2	2,917	6,5	18,9605	3,871	5,2	20,1292
	Pq3	0,189	6,5	1,2285	0,411	2,35	0,96585
	Pq4	0,435	6,15	2,67525	0,947	1,05	0,99435
Q2	**Bollard (150T)**				8,33	11,95	99,5435
Q3	**Grue mobile**				7,98	11,14	88,8972
Total Q1+Q2		5,7		36,89775	15,478		149,51908
TotalQ1+Q3		5,7		36,89775	16,075		138,87278
Total Q2+Q3		5,7		36,89775	16,31		188,4407
Combinaison							
G+1,5(Q1+Q3)		126,19		458,472145	42,3335		284,888
G+1,5(Q1+Q2)		126,19		458,472145	41,438		300,85745
G+1,5(Q2+Q3)		126,19		458,472145	42,686		359,23988
G+(Q1+Q2)		123,34		440,02327	33,699		226,09791
G+(Q1+Q3)		123,34		440,02327	34,296		215,45161
G+(Q2+Q3)		123,34		440,02327	34,531		265,01953

III.5.3. Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique

Tableau III.16 : récapitulatif calcul des efforts dans le cas dynamique

Désignation des charges		FV (t/ml)	X (m)	MSTAB = FV x X (tm/m)	FH (t/ml)	Y (m)	MRENV = FH x Y (tm/ml)
Charges permanentes							
Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)		107,669	3,146	338,704			
Poussés des terres	**Pa1**	0,575	6,5	3,7375	0,763	10,48	7,99624
	Pa2	1,888	6,5	12,272	2,505	8,37	20,96685
	Pa3	3,741	6,5	24,3165	4,965	6,07	30,13755
	Pa4	5,293	6,5	34,4045	7,025	3,47	24,37675
	Pa5	0,828	6,5	5,382	1,803	2,27	4,09281
	Pa6	2,834	6,27	17,76918	6,173	0,7	4,3211
Poussée hydrodynamique					15,02	5,94	89,2188
Total G		122,828		436,58601	38,254		181,1101
Surcharges							
Q1 : Surcharge (4 t/m2)	**Pq1**	3,216	6,5	20,904	4,268	9,73	41,52764
	Pq2	4,344	6,5	28,236	5,764	5,2	29,9728
	Pq3	0,271	6,5	1,7615	0,591	2,35	1,38885
	Pq4	0,729	6,15	4,48335	1,588	1,05	1,6674
Q2	**Bollard (150T)**				8,33	11,95	99,5435
Q3	**Grue mobile**				7,98	11,14	88,8972
Total Q1+Q2		8,56		55,38485	20,541		174,10019
TotalQ1+Q3		8,56		55,38485	20,191		163,45389
Total Q2+Q3		8,56		55,38485	16,31		188,4407
Force séisme					16,15035	6,13	99,0016455
Combinaison							
G+1,5(Q1+Q2)+SI		135,668		519,663285	85,21585		541,2620305
G+1,5(Q1+Q3)+SI		135,668		519,663285	84,69085		525,2925805
G+1,5(Q2+Q3)+SI		135,668		519,663285	78,86935		562,7727955
G+(Q1+Q2)+SI		131,388		491,97086	74,94535		454,21194
G+(Q1+Q3)+SI		131,388		491,97086	74,59535		443,565636
G+(Q2+Q3)+SI		131,388		491,97086	70,71435		468,552446

III.5.4. Calcul des coefficients de sécurités

Tableau III.17 : vérification stabilité au glissement et renversement cas statique

Coefficient de sécurité	Au glissement $Fg=\frac{Pv}{Ph}\times tan\varphi$	Au renversement $Fr=\frac{Ms}{Mr}$
G+1,5(Q1+Q2)	2.29	1.52
G+1,5(Q1+Q3)	2.24	1.61
G+1,5(Q2+Q3)	2.22	1.27
G+(Q1+Q2)	2.75	1.95
G+(Q1+Q3)	2.71	2.04
G+(Q2+Q3)	2.69	1.66

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants globalement dans le cas statique

Tableau III.18 : vérification stabilité au glissement et renversement cas dynamique

Coefficient de sécurité	Au glissement $Fg=\frac{Pv}{Ph}\times tan\varphi$	Au renversement $Fr=\frac{Ms}{Mr}$
G+1,5(Q1+Q2)+SI	1.19	0.96
G+1,5(Q1+Q3)+SI	1.20	0.96
G+1,5(Q2+Q3)+SI	1.29	0.92
G+(Q1+Q2)+SI	1.33	1.08
G+(Q1+Q3)+SI	1.32	1.11
G+(Q2+Q3)+SI	1.4	1.04

Les coefficients de sécurité vis-à-vis au renversement ne sont pas satisfaisants dans le cas dynamique

III.6. Conclusion

Vue les résultats de la vérification de la réserve de stabilité très faibles de l’ancien quai Marinelle, il a été décidé d'opter pour un rempiétement dont les principaux avantages sont :
-Nouvelle structure tenant compte des nouveaux cas de charge notamment l'utilisation des grues portuaires et passerelles.
- Le rempiétement fera gagner en terre-pleins et une diminution du bassin sans incidences sur les conditions de manœuvres des navires.
- Augmentation de tirant d'eau du navire de projet.

CHAPITRE IV

Présentation des variantes du quais et verification de la variante retenue

2020/2021

ENSTP

CHAPITRE IV :

IV.1. Introduction :

Dans les ports de commerce on assiste à une augmentation du trafic tant de marchandises diverses que de produits agro-alimentaires. Parallèlement, à la suite de travaux d'amélioration des profondeurs réalisées, au cours des dernières décennies, on assiste à une évolution de la taille des navires et de l'importance des cargaisons unitaires déchargées. Cette évolution de la taille des navires conduit à améliorer les caractéristiques nautiques des chenaux et des ouvrages portuaires ; dans ce chapitre nous allons présenter les déférentes variantes étudiées pour le choix du rempiétement.

IV.2 Les différentes variantes proposées :

IV.2.1. Description techniques des variantes d'aménagements :

Sur la base des données collectées et des résultats obtenues des missions précédentes, trois scénarios d'aménagement du quai Marinelle ont été esquissées tout en tenant compte des critères de sécurités et les différents hypothèses liées à l'exploitation et au fonctionnement de l'ouvrage.

Il a été proposé pour chaque scénario deux cas d'approfondissement à savoir ; un approfondissement à -11.50m et à -13.0m pour permettre à l'EPS de choisir le niveau d'approfondissement le plus appropriés pour les navires envisagés à moyen où à long terme (à venir).

IV.2.2. Scenario d'approfondissement du quai Marinelle :

Dans chaque cas d'approfondissement il a été proposé trois scénarios d'aménagement qui sont décrits comme suit :

a- APPROFONDISSEMENT DU QUAI MARINELLE A -11.50m

SCENARIO 01 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -11.50 m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 263 m (nouvelle magistrale).

SCENARIO 02 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -11.50 m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 266m (nouvelle magistrale).

SCENARIO 03 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -11.50 m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 293 m (nouvelle magistrale).

b- CAS D'APPROFONDISSEMENT DU QUAI MARINELLE A -13.0m

Le nouveau quai sera équipé de bollards de 150 T et de défenses tronconique SPC 1 600 G 1.9 et des échelles de sécurité dans tous les cas.

Dans ce cas il a été proposé trois types de structure pour le quai à savoir :

1- Quai en blocs.
2- Quai sur caissons.
3- Quai sur pieux.

b-1 QUAI EN BLOCS :

Scénario 01 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 263 m (nouvelle magistrale).

Scénario 02 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 266m (nouvelle magistrale).

Scénario 03 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m m ZH avec une avancée en mer d'environ 12 m sur un linéaire d'environ 296 m (nouvelle magistrale).

b-2 QUAI SUR CAISSON :

Scénario 01:

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 19 m sur un linéaire d'environ 263 m (nouvelle magistrale).

Scénario 02:

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 19 m sur un linéaire d'environ 266m (nouvelle magistrale

Scénario 03:

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m m ZH avec une avancée en mer d'environ 19 m sur un linéaire d'environ 296 m (nouvelle magistrale).

b-3 QUAI SUR pieux :

La structure du quai à -13.00 m (tirant d'eau) consiste en la réalisation de trois files de pieux battus (chemise métalliques remplis de béton armé) côté mer (deux files de pieux fichés à la côte -15.00 m et une file fiché à -20.0m). Un couronnement en BA sera réalisé et sera équipé pour la réception des navires. Cette solution nécessite une avancée de sa magistral de 11.50m

Scénario 01 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 11.50 m sur un linéaire d'environ 263 m (nouvelle magistrale).

Scénario 02 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m ZH avec une avancée en mer d'environ 11.50 m sur un linéaire d'environ 266m (nouvelle magistrale).

Scénario 03 :

On considère, un approfondissement du quai Marinelle à -13.0 m m ZH avec une avancée en mer d'environ
11.50 m sur un linéaire d'environ 296 m (nouvelle magistrale).

Une démolition partielle du couronnement existant est nécessaire pour la jonction entre les structures en place et projetée pour les 03 variantes proposées

IV.3. Comparaison des variantes présentés :

L'évaluation économique des variantes des ouvrages d'accostages et des structures de revêtement a été établie en tenant compte des métrés et des prix unitaires qui a fait ressortir les

coûts de réalisation suivants. Il a été considéré le coût de dragage de souille, fourniture et mise en œuvre des matériaux, la mise en place des blocs, caissons, fichage des pieux et des palplanches, tirant d'ancrage, poutre de couronnement ainsi que les équipements. Le coût de l'épaulement en TVC n'a pas été intégré son coût est donné à part (volet revêtement et terre-plein).

Tableau IV.1 : Estimation des coûts des quais par mètrelinéaire et des revêtements par mètre carrée

Ouvrages d'accostages	Profondeur	Montant arrondi en DA-HT
Variante 1 : Quai sur caissons perforés	-13 m	8 887 090 061
	-13 m	8 987 093 046
	-13 m	9 977 200 406
Variante 2 : Quai en blocs	-13 m	6 183 846 037
	-13 m	6 302 709 467
	-13 m	6 517 836 774
Variante 3 : Quai sur pieux	-13m	6 659 838 000
	-13 m	7 108 880 000
	-13 m	7 659 612 000

N.B : Les quais en blocs et quais en caissons ont presque les mêmes avantages et inconvénients vu que ces derniers sont du type ouvrage poids.

Choix multicritère :

Toutes les variantes présentées répondent aux besoins exprimés en postes à quai et surfaces de terre-pleins, soit l'ensemble des infrastructures et équipements nécessaires pour l'accueil ; l'accostage et l'amarrage des navires ie :

- Agitation au niveau des structures,
- Coût de construction,
- Entretien des ouvrages
- Volume de dragage

Les notations A, B et C (contenu dans ce tableau ci-aprèsà sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessus. Ces notations correspondent au barème suivant :

- A : (10 points)
- B : (07 points)
- C : (05 points)
- D : (02 points)

Total max des points : 50 points

Total min des points : 10 points

Le tableau suivant résume la note obtenue pour les variantes étudiées en considérant les structures des quais (quais en blocs, quais en caissons, quais sur pieux) :

Tableau IV.2 : les notes obtenues pour les variantes étudier

Critères	Structure des quais	Note
Agitation au niveau des structures	Quai en blocs	C
	Quai en caissons perforés	C
	Quai sur pieux	A
Coût de construction	Quai en blocs	A
	Quai en caissons perforés	C
	Quai sur pieux	B
Entretien des ouvrages	Quai en blocs	A
	Quai en caissons perforés	A
	Quai sur pieux	C
Volume de dragage	Quai en blocs	C
	Quai en caissons perforés	C
	Quai sur pieux	B
NOTE GLOBAL	Quai en blocs	2C+2A
	Quai en caissons perforés	A+3C
	Quai sur pieux	A+B+C+B
Note obtenu	Quai en blocs	30/50
	Quai en caissons perforés	25/50
	Quai sur pieux	29/50

- La variante choisit est le quai en bloc car selon l'étude de multicritère mené , le quai en bloc obtient la note la plus élevé qui vaut : 30/ 50 (il répond le mieux aux exigence de projet) .

IV.4. Calcul des volumes de dragage et de déroctage :

Les données de la bathymétrie réalisées combinées à celles de la sismique réflexion et les résultats de sondages à la lance, permettent en premier lieu d'établir un plan de dragage dans la zone de projet (Voir plan en annexe 02), et en second lieu, faire une estimation des volumes de dragage et de déroctage à évacuer lors de la réalisation. Les résultats de calcul de cubature sont donnés dans les tableaux 01,02 et 03 ci-après:

Tableau IV.3 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -11.50m pur le quai:

	Tirant d'eau m	Volume dragage m^3	Volume déroctage m^3	Total m^3
Variante 01	-11,5	39 247	54 184	93 431
Variante 02	-11,5	38 304	54 057	92 362
Variante 03	-11,5	49 377	62 463	111 840

Tableau IV.4 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour **le quai en blocs** :

	Tirant d'eau m	Volume dragage m^3	Volume déroctage m^3	Total m^3
Variante 01	-13	50 513	169 624	220 137
Variante 02	-13	50 260	170 070	220 331
Variante 03	-13	60 259	189 906	250 165

Tableau IV.5 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour **le quai sur caisson :**

	Tirant d'eau m	Volume de dragage m^3	Volume de déroctage m^3	Total m^3
Variante 01	-13	50 513	219 929	270 442
Variante 02	-13	50 260	220 874	271 134
Variante 03	-13	60 259	245 995	306 254

Tableau IV.6 : volume de dragage et de déroctage pour le cas d'approfondissement à -13.00m pour **le quai en pieux :**

	Tirant d'eau (m)	Volume dragage m^3	Volume déroctage m^3	Total m^3
Variante 01	-13	53 040	150 640	203 680
Variante 02	-13	52 780	150 870	203 650
Variante 03	-13	63 280	168 750	232 030

L'analyse et la comparaison des variantes étudiées , la variante retenue est celle du quai en blocs ,car celui ci ,satisfait le plus grand nombre de critères exigés (cout de réalisation , entretien..)

Pour le calcul d'un ouvrage poids, il faut prendre en compte plusieurs modes de rupture externe potentiel. On doit le vérifier aux mouvements plans :

✓ Un déplacement de translation : glissement du mur

✓ Un déplacement de rotation : renversement

✓ Une insuffisance de capacité portante du sol

Le quai sera réalisé afin de permettre l'accostage et l'amarrage des navires et permettre le transbordement des passagers et marchandises.

Le quais envisagés pour ce projet est le quai de Type Bloc

- Devant une multitude de types de quais disponibles, le choix du type de rempiétement est dicté en premier par les moyens de réalisation disponibles. On a opté pour des quais en blocs de béton préfabriqués empilés les uns au-dessus des autres pour la vérification du la variante retenue, une note de calcul est indispensable.

IV.5. L'objet de la note de calcul :

L'objet de ce calcul est le dimensionnement et la vérification du quai fondé à (- 13m) composé par 4 types de bloc (type A, type B, type C et type D) , projetés dans le cadre de rempiétement des quais Marinelle du port de Skikda.

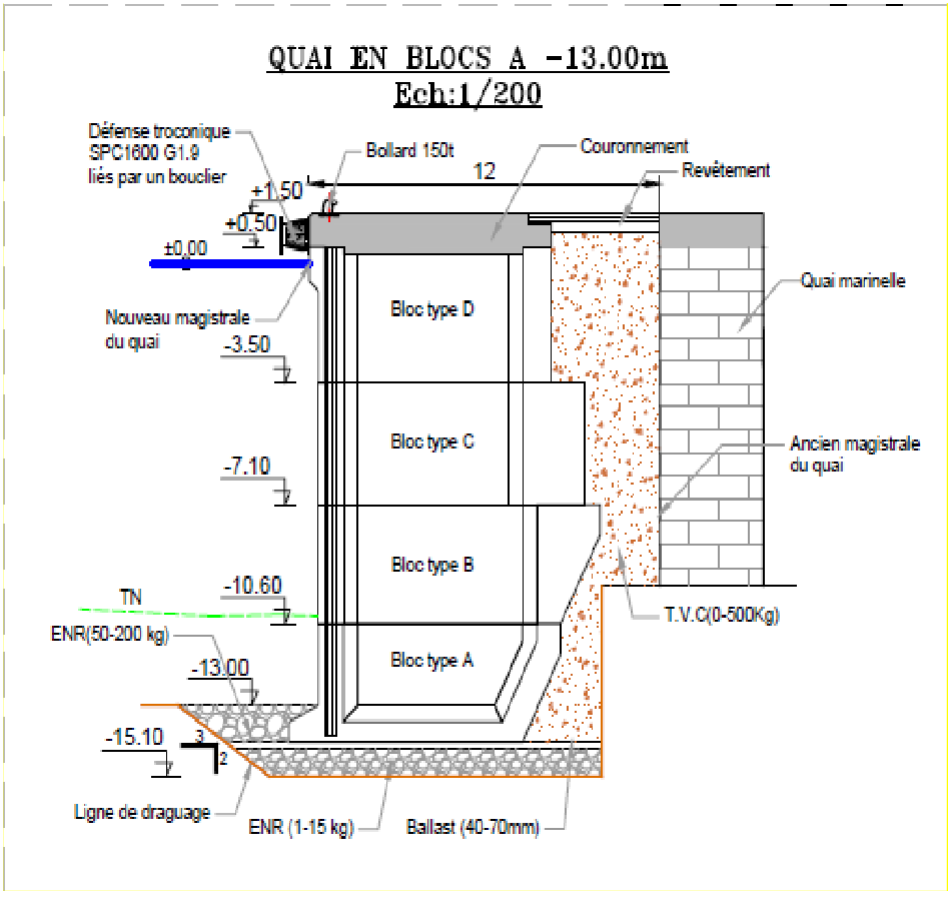


Figure IV.1. Coupe du quai en bloc a -13m

IV.6. Caractéristiques des navires du projet :

Les caractéristiques des navires de projets considérés pour le prédimensionnement et la vérification des quais sont détaillées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7 : caractéristique du navire projet

Navires Considérés	Déplacement (t)	Longueur hors tout (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau en charge (m)
Container de 2 000 EVP	33 500	187	28	10.50
Céréalier de 34 000 DWT	44 000	180	30	9.75

IV.6.1. Calcul des défenses :

Les défenses servent de protection et absorbent les énergies d'accostage aux postes a quai elles sont en caoutchouc pouvant résister à l'eau de mer, à l'huile et au vieillissement.

Energie cinétique : $E= 0.5 * M_d * V^2$

Notre défense système doit absorber : $E_f = C \times (0.5 \times M_d \times V^2)$

$C=C_H \times C_E \times C_C \times C_S$

Coefficient de bloc : $C = \frac{Md}{\rho \times L \times B \times D} = \frac{85000}{1.026 \times 38 \times 220 \times 12.8} = 0.77$

L : longueur du navire

B : largeur du navire

D : tirant d'eau

ρ: masse volumique de l'eau de mer

M_d : Déplacement du navire

V : vitesse du d'accostage est déterminée par le diagramme de BROLSMA

Facteur de masse hydrodynamique : $C_h = 1 + \frac{\pi \times D}{4 \times Cb \times B} = \frac{\pi \times 12.8}{4 \times 0.77 \times 38} = 1.34$

Facteur d'excentricité : $C_e = \frac{i2 + r2 \times \cos\phi 2}{i2 + r2} = 0.6$

i=0.22L= 0.22× 220 = 48.4
i : le rayon du navire
r : c'est la distance entre centre de gravité de navire et point de contact : r=45

Facteur de l'effet coussin d'eau : Cc =0.8 (dépond de l'ouverture de l'eau)
Facteur de souplesse : Il représente le rapport entre la rigidité de navire et celle des défenses, ce coefficient dépend de la nature élastique de la coque du navire.
Cs : varie de 0.8 (coque élastique) à 1(coques rigides), par mesure de sécurité, en
Prendra une valeur de 0.9 Cs=0.9
C= 1.34× 0.6 × 0.8 × 0.9 =0.58
Ef = C x (0.5x Md x V²) = 0.58x (0.5x 85000 x 0.3²) = 2218.5 kn.m

IV.6.2. L'effort dans le bollard :

On a un effort de 150 t

L'effort par mètre linéaire est $\frac{150}{18}$= 8.33 t/ml

IV. 7Détermination des efforts agissants sur le mur du nouveau quai :

IV.7.1.les caractéristiques des blocs et de la poutre de couronnement :

Pour déterminer les caractéristiques géométriques des blocs, ces lois seront utilisées :

$V=S\times H$ $P = V \times \gamma$ ou $V \times \gamma b'$ (selon le cas d'immersion)

$M=P\times d$

- **BLOC TYPE 1 :**

Tableau IV.8 : caractéristiques géométriques du bloc type 1

	BLOC TYPE 1					
	Volume V (M3)	Poids (T)	Y (m)	X (m)	Moment vertical	Moment horizontal
	97,65	136,71	1,75	4,65	635,7015	239,2425
	-24,36	-34,104	2,3	4,7	-160,2888	-78,4392
	-6,09	-8,526	0,8	4,7	-40,0722	-6,8208
	-8,1	-11,34	2	0,5	-5,67	-22,68
	-5,07	-7,098	0,866666667	8,866666667	-62,9356	-6,1516
Total	54,03	75,642	1,65451601	4,848297242	366,7349	125,1509
Evidements	43.62	61.068	2,3	4,7	268.9666	114.0916

- **BLOC TYPE 2 :**

Tableau IV.9 : caractéristiques géométriques du bloc type 2

	BLOC TYPE 2					
	Volume V (M3)	Poids (T)	Y (m)	X (m)	Moment vertical	Moment horizontal
	101,325	141,855	5,25	5,825	826,305375	744,73875
	-43,05	-60,27	5,25	5,175	-311,89725	-316,4175
Total	58,275	81,585	5,25	6,30518018	514,408125	428,32125
Evidements	43,05	47,355	5,25	5,175	245,062125	248,61375

- **BLOC TYPE 3 :**

Tableau IV.10 : caractéristiques géométriques du bloc type 3

	BLOC TYPE 3					
	Volume V (M3)	Poids (T)	Y (m)	X (m)	Moment vertical	Moment horizontal
	98,82	138,348	8,8	5,575	771,2901	1217,4624
	-40,68	-56,952	8,8	4,925	-280,4886	-501,1776
Total	58,14	81,396	8,8	6,029798762	490,8015	716,2848
Evidements	40,68	44,748	8,8	4,925	220,3839	393,7824

- **BLOC TYPE 4 :**

Tableau IV.11 : caractéristiques géométriques du bloc type 4

	BLOC TYPE 4					
	Volume V (M3)	Poids (T)	Y (m)	X (m)	Moment vertical	Moment horizontal
Partie séche	32,37	77,688	13,95	4,85	376,7868	1083,7476
	-3,69	-8,856	14,5	4,925	-43,6158	-128,412
	-12,43	-29,832	13,85	4,925	-146,9226	-413,1732
	-0,135	-0,324	13,4	0,8	-0,2592	-4,3416
Partie immergé	67,23	94,122	11,95	4,85	456,4917	1124,7579
	-2,43	-3,402	11,95	0,85	-2,8917	-40,6539
	-30,51	-42,714	11,95	4,925	-210,36645	-510,4323
TOTAL	50,405	86,682	12,82264484	4,951694123	429,22275	1111,4925

- **POUTRE SE COURONNRMENT :**

Tableau IV.12 : caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

	Couronnement					
	Volume V (M3)	Poids (T)	Y (m)	X (m)	Moment vertical	Moment horizontal
	29,88	74,7	15	4,85	362,295	1120,5
	-0,6	-1,5	14,5	8,5	-12,75	-21,75
	-0,015	-0,0375	15,56666667	0,733333333	-0,0275	-0,58375
	-0,69	-1,725	14,5	1,275	-2,199375	-25,0125
	-0,405	-1,0125	15,3	3	-3,0375	-15,49125
	-10,53	-26,325	15,3	6,075	-159,924375	-402,7725
TOTAL	17,64	44,1	14,85011338	4,180413832	184,35625	654,89

IV.7.2. Poids des terres :

Pour le calcul du poids propre des terres , en le décomposes en deux parties :

- Partie immergées ;
- Parties non immergée.

Tableau IV.13 : valeurs des caractéristiques géométriques des remblais

	Volume (m^3)	Poids (T)	X(m)	Y(m)	Mstab(T/ml)	Mhor(T/ml)
Poids des terres bloc 3						
Sol immerge	10,65	11,715				
Sol non immerge	2,25	4,05				
Total	12,9	15,765	10,4	11,3	163,956	178,1445
Poids des terres bloc4						
sol immerge	8,925	9,8175				
sol non immerge	3,825	6,885				
total		16,7025	9,725	9,5	162,431813	158,67375
poid au dessus du couro	10,53	18,954	5,925	15,3	112,30245	289,9962

Récapitulatif des caractéristiques géométriques des blocs, de poutre de couronnement et des terres sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : récapitulatif des caractéristiques géométriques des blocs, de poutre de couronnement et des terres :

Désignation	E vertical (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Vertical	Moment stabilisant
Bloc type 1	25,214	1,65451601	4,848297242	41,71696667	122,2449667
Bloc type 2	27,195	5,25	6,30518018	142,77375	171,469375
Bloc type 3	27,132	8,8	6,029798762	238,7616	163,6005
Bloc type 4	28,894	12,82264484	4,951694123	370,4975	143,07425
Couronnement	14,7	14,85011338	4,180413832	218,2966667	61,45208333
T. Evidements Bloc1	11,165	2,3	4,7	25,6795	52,4755
T. Evidements Bloc2	15,785	5,25	5,175	82,87125	81,687375
T. Evidements Bloc3	14,916	8,8	4,925	131,2608	73,4613
T. Evidements Bloc4	18,645	12,5	4,925	233,0625	91,826625
Poids des terres bloc 3	5,57	9,55	9,975	53,1935	55,56075
Poids des terres bloc 4	5,255	11,3	10,4	59,3815	54,652
Poids des terres au-dessus couronnement	6,318	15,3	5,925	96,6654	37,43415
TOTAL	200,789	8,437518656	5,522906509	1694,160933	1108,938875

IV.7.3. Calcul des coefficients de poussées :

le calcule des coefficients de poussées sera établi par la FORMULE de MONONBÉ OKABÉ suivante :

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

Avec :

K_a : Coefficient de poussée ;

φ = 37° : Angle de frottement interne ;

δ : Angle de frottement du sol sur l'écran :

✓ Pour un frottement mur-sol : $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 23.34°$

- ✓ Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi = 35°$
- ✓ λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
- ✓ $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale .

Tableau IV.15 : résultats des coefficients de pousées :

Cas statique	Mur-sol Paroi verticale	0,256806179
	Sol-sol Paroi verticale	0,233072597
	Mur-sol Paroi incliné	0,010907104
	Sol-sol Paroi incliné	0,010735072
Cas dynamique Séisme ascendant	Mur-sol Paroi verticale	0,389654041
	Sol-sol Paroi verticale	0,34719211
	Mur-sol Paroi incliné	0,054594485
	Sol-sol Paroi incliné	0,052978034
Cas dynamique Séisme descendant	Mur-sol Paroi verticale	0,375748838
	Sol-sol Paroi verticale	0,335352679
	Mur-sol Paroi incliné	0,049247743
	Sol-sol Paroi incliné	0,047840439

Tableau IV.16 : récapitulatif des poussées des terres

	POUSSES DES TERRES							
Force de poussé E	Coefficient	E vertical (T/ml)	E horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant	Coefficient pour EH ET EV
4,76	KA1	1,99	4,33	14,07	9,30	60,86	18,48	KA1 sol/sol Paroi vertical
15,19	KA1	6,34	13,80	11,83	9,30	163,29	58,95	KA1 sol/sol Paroi vertical
7,13	KA1	2,97	6,48	8,20	9,30	53,12	27,67	KA1 sol/sol Paroi vertical
20,60	KA1	8,60	18,72	5,06	9,30	94,70	79,94	KA1 sol/sol Paroi vertical
7,47	KA1	3,12	6,79	3,04	9,30	20,66	29,01	KA1 sol/sol Paroi vertical

Tableau IV.17 : résultats des poussées du au surcharge :

	SURCHARGES D'EXPLOITATION							
Force de poussé E	Coefficient	E vertical (T/ml)	E horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant	Coefficient pour EH ET EV
13,80	KA1	5,76	12,54	14,45	9,30	181,21	53,56	KA1 sol/sol Paroi vertical
16,20	KA1	6,76	14,72	11,95	9,30	175,93	62,88	KA1 sol/sol Paroi vertical
21,60	KA1	9,01	19,63	8,80	9,30	172,74	83,83	KA1 sol/sol Paroi vertical
21,00	KA1	8,76	19,08	5,25	9,30	100,19	81,51	KA1 sol/sol Paroi vertical
5,40	KA1	2,25	4,91	3,05	9,30	14,97	20,96	KA1 sol/sol Paroi vertical
21,12	KA2	8,81	19,19	1,30	8,65	24,95	76,24	KA2 mur/sol Paroi incliné

Tableau IV.18 : Effort due au (marnage, bollard, pousses hydrodynamique)

Désignation	Pression P	E vertical (T/ml)	E horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant
Marnage	0,029754		0,3957282	6,65		2,63159253
Pression hydrodynamique	26,99741702		26,99741702	5,32		143,6262586
Bollard			8,333333333	15,9		132,5

Tableau IV.19: Caractéristique de la grue type LHM 600

Grue	Type	LHM
Poids à vide	P1	540
Poids levée max	P2	104
Dimensions du patin le petit	b	1,8
Dimensions du patin le grand	d	5,5
Distance entre la limite du patin et la limite des blocs de quai	a	1,8
charge par metre carré	q	65,05050505

Tableau IV.20 : résultats de la poussée du a la grue

Désignation	Pression Qmax	E vertical (T/ml)	E horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant
Surcharge	8,983201489		8,983201489	9,49573514		85,30210204

IV.7.4. Vérification de la stabilité totale du mur du nouveau quai :

Il est nécessaire de procéder à l'analyse de la stabilité de l'ouvrage en tenant compte des différents mécanismes de ruptures adéquates, notamment :

- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au glissement ;
- Stabilité au poinçonnement (capacité portante) .

IV.7.4.1. Cas statique :

Dans le cas statique, la combinaison de charge est : $G + 1.5Q$ Avec :

✓ G : charges permanentes ;

✓ Q : charges d'exploitation.

Les coefficients de sécurité à vérifier sont identiques à ceux utilisés pour la stabilité des quais (Tableau VI.16.

Tableau IV.21 : Valeurs des coefficients de sécurité :

	Cas statique	Cas dynamique
Au Renversement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Glissement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Poinçonnement	≥ 1.5	≥ 1.1

Tableau IV.22 : résultats de la vérification total (poids des terres, marnage et surcharges)

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 SURCHARGE D'EXPLOITATION Q) CAS STATIQUE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,79			5,52		1 108,94
Poussées des terres	0,46	1,01	14,07	9,30	14,18	4,31
	1,48	3,22	11,83	9,30	38,06	13,74
	0,69	1,51	8,20	9,30	12,38	6,45
	2,00	4,36	5,06	9,30	22,07	18,63
	0,73	1,58	3,04	9,30	4,81	6,76
	0,28	0,60	1,26	8,63	0,76	2,40
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,34	2,92	14,45	9,30	42,24	12,48
	1,58	3,43	11,95	9,30	41,00	14,65
	2,10	4,57	8,80	9,30	40,26	19,54
	2,04	4,45	5,25	9,30	23,35	19,00
	0,53	1,14	3,05	9,30	3,49	4,88
	0,10	0,21	1,30	8,65	0,27	0,83
Marnage		0,40	6,65		2,63	-
Bollard		8,33	15,90		132,50	-
TOTAL	214,1143459	37,74489509			378,0169261	1232,616547
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 3,260744326 > 1,5 vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 4,274663691 > 1,5 vérifiée			

Tableau IV.23 : résultats de la stabilité total au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres, marnage et grue) dans le cas statique :

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 GRUE) CAS STATIQUE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,789			5,522906509		1108,938875
Poussées des terres	0,46310322	1,008403539	14,06666667	9,3	14,18487644	4,306859949
	1,477290519	3,216788226	11,8312	9,3	38,05846486	13,73880182
	3,45795E-15	7,52967E-15	10,6	9,3	7,98145E-14	3,2159E-14
	0,693341683	1,509745941	8,2	9,3	12,37991671	6,448077655
	2,003522071	4,3626532	5,059190031	9,3	22,07149158	18,63275526
	0,727045793	1,583136368	3,041059603	9,3	4,814412055	6,761525875
	0,277833991	0,604981282	1,264263745	8,632131872	0,7648559	2,398299649
Grue		8,983201489	9,49573514		85,30210204	0
Marnage		0,3957282	6,65		2,63159253	0
Bollard		8,333333333	15,9		132,5	0
TOTAL	206,4311373	29,99797158			312,7077121	1161,225195
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 3,713452372 > 1,5 vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 5,185584604 > 1,5 vérifiée			

La stabilité vis-à-vis le renversement et vis-à-vis le glissement est vérifié (voir les 2 tableaux ci-dessus) dans le cas statique pour les deux combinaisons :

- Poids propre, poussée des terres + marnage + 1,5 grue ;
- Poids propre, poussée des terres + marnage + 1,5 surcharge d'exploitation Q.

IV.7.4.2. Cas dynamique :

Dans le cas dynamique, la combinaison de charge est : G + 1.5Q + SI Avec :

✓ G : charges permanentes ;

✓ Q : charges d'exploitation ;

✓ SI : charges accidentel .

✓ **Cas dynamique séisme ascendant :**

Tableau IV.24 : vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 grue q+ pousse hydrodynamique) **cas séisme ascendant** :

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 GRUE Q+ POUSSE HYDRODYNAMIQUE) CAS SEISME ASCENDANT						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,789			5,522906509		1108,938875
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	14,06666667	9,3	21,13022826	6,415631054
	2,200617396	4,791826686	11,8312	9,3	56,69305989	20,46574178
	1,032823098	2,248963991	8,2	9,3	18,44150473	9,605254811
	2,984508103	6,498742398	5,059190031	9,3	32,87837275	27,75592536
	1,083029776	2,35828863	3,041059603	9,3	7,171696283	10,07217692
	1,390671958	3,028177006	1,264263745	8,632131872	3,828414402	12,00446373
Grue		0,3957282	6,65		2,63159253	0
Marnage		8,983201489	9,49573514		85,30210204	
Bollard		8,333333333	15,9		132,5	
Effort sismique		30,11835	8,437518656		254,12414	
Poussé hydrodynamique		26,99741702	5,32		143,6262586	
TOTAL	210,1705031	95,25617768			758,3273694	1195,258069
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 1,576176882 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,662620081 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.25 : vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 surcharge d'exploitation+ pousse hydrodynamique) **cas séisme ascendant :**

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 SURCHARGE D'EXPLOITATION Q+ POUSSE HYDRODYNAMIQUE) CAS SEISME ASCENDANT						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,789			5,522906509		1108,938875
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	14,06666667	9,3	21,13022826	6,415631054
	2,200617396	4,791826686	11,8312	9,3	56,69305989	20,46574178
	5,15107E-15	1,12164E-14	10,6	9,3	1,18894E-13	4,7905E-14
	1,032823098	2,248963991	8,2	9,3	18,44150473	9,605254811
	2,984508103	6,498742398	5,059190031	9,3	32,87837275	27,75592536
	1,083029776	2,35828863	3,041059603	9,3	7,171696283	10,07217692
	1,390671958	3,028177006	1,264263745	8,632131872	3,828414402	12,00446373
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,999573338	4,354054865	14,45	9,3	62,9160928	18,59603204
	2,347325223	5,111281798	11,95	9,3	61,07981749	21,83012457
	3,129766964	6,815042398	8,8	9,3	59,9723731	29,10683276
	3,042828992	6,625735664	5,25	9,3	34,78511224	28,29830963
	0,782441741	1,703760599	3,05	9,3	5,196469828	7,27670819
	0,48120137	1,047812113	1,3	8,65	1,362155747	4,162391846
Marnage		0,3957282	6,65		2,63159253	0
Bollard		8,333333333	15,9		132,5	0
Effort sismique		30,11835	8,437518656		254,12414	
Poussé hydrodynamique		26,99741702	5,32		143,6262586	
TOTAL	221,9536408	111,9306636			898,3372886	1304,528468

STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant	Fr= 1,452158877 > 1,1 stabilité vérifiée
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tanϕ / E Horizontal	Fg= 1,494264928 > 1,1 stabilité vérifiée

✓ Cas dynamique séisme descendant :

Tableau IV.26: vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre, poussée des terres + marnage + 1,5 grue q+ pousse hydrodynamique) **cas séisme descendant :**

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 GRUE Q+ POUSSE HYDRODYNAMIQUE) CAS SEISME DESCENDANT						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,789			5,522906509	0	1108,938875
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	14,06666667	9,3	20,40967652	6,196854709
	2,125575202	4,628422911	11,8312	9,3	54,75979715	19,76784938
	4,97542E-15	1,08339E-14	10,6	9,3	1,1484E-13	4,62714E-14
	0,997603295	2,172273153	8,2	9,3	17,81263986	9,277710642
	2,88273483	6,277131912	5,059190031	9,3	31,7572032	26,80943391
	1,046097899	2,277869765	3,041059603	9,3	6,927137722	9,728710465
	1,254475717	2,731610786	1,264263745	8,632131872	3,453476481	10,82879982
Grue		8,983201489	9,49573514		85,30210204	0
Marnage		0,3957282	6,65		2,63159253	0
Bollard		8,333333333	15,9		132,5	
Effort sismique		30,11835	8,437518656		254,12414	
Poussé hydrodynamique		26,99741702	5,32		143,6262586	
TOTAL	209,7618154	94,36626344			753,304024	1191,548234
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 1,581762736 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,675035757 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.27: vérification de la stabilité totale au renversement et au glissement (poids propre poussée des terres + marnage + 1,5 surcharge d'exploitation q+ pousse hydrodynamique) **cas séisme descendant**

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU RENVERSEMENT ET AU GLISSEMENT (POIDS PROPRE+POUSSEE DES TERRES + MARNAGE + 1,5 SURCHARGE D'EXPLOITATION Q+ POUSSE HYDRODYNAMIQUE) CAS SEISME DESCENDANT						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	200,789			5,522906509		1108,938875
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	14,06666667	9,3	20,40967652	6,196854709
	2,125575202	4,628422911	11,8312	9,3	54,75979715	19,76784938
	4,97542E-15	1,08339E-14	10,6	9,3	1,1484E-13	4,62714E-14
	0,997603295	2,172273153	8,2	9,3	17,81263986	9,277710642
	2,88273483	6,277131912	5,059190031	9,3	31,7572032	26,80943391
	1,046097899	2,277869765	3,041059603	9,3	6,927137722	9,728710465
	1,254475717	2,731610786	1,264263745	8,632131872	3,453476481	10,82879982
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,93138685	4,205579337	14,45	9,3	60,77062142	17,96189771
	2,267280215	4,936984439	11,95	9,3	58,99696404	21,085706
	3,023040287	6,582645918	8,8	9,3	57,92728408	28,11427467
	2,939066946	6,399794643	5,25	9,3	33,59892188	27,3333226
	0,755760072	1,64566148	3,05	9,3	5,019267513	7,028568668
	0,434074642	0,945194044	1,3	8,65	1,228752257	3,754745657
Marnage		0,3957282	6,65		2,63159253	0
Bollard		8,333333333	15,9		132,5	0
Effort sismique		30,11835	8,437518656		254,12414	
Poussé hydrodynamique		26,99741702	5,32		143,6262586	
TOTAL	221,1124244	110,0989218			885,5437332	1296,826749
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 1,464441225 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,513367799 > 1,1 stabilité vérifiée			

IV.7.5. Vérification de la stabilité partielle du nouveau quai :

Tableau IV.28 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4) :

RECAPITULATIF DES FORCES VERTICALES (Couronnement BLOC 4)					
Désignation	E vertical (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Vertical	Moment stabilisant
Couronnement	14,7	4,25011337	3,4804138	62,4766666	51,1620833
Bloc type 4	28,894	2,22264484	4,2516941	64,2211	122,84845
T. Evidements Bloc4	18,645	1,9	4,225	35,4255	78,775125
Poids des terres couronnement	6,318	4,7	5,225	29,6946	33,01155
TOTAL	68,557	2,797932621	4,16875313	191,8178667	285,7972083

Tableau IV.29 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4+Bloc 3) :

RECAPITULATIF DES FORCES VERTICALES (Couronnement +BLOC type 4+BLOC TYPE 3)					
Désignation	E vertical (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Vertical	Moment stabilisant
Bloc type 3	27,132	1,8	5,329798762	48,8376	144,6081
Bloc type 4	28,894	5,82264484	4,251694123	168,2395	122,84845
Couronnement	14,7	7,850113379	3,480413832	115,3966667	51,16208333
T. Evidements Bloc3	14,916	1,8	4,225	26,8488	63,0201
T. Evidements Bloc4	18,645	5,5	4,225	102,5475	78,775125
Poids des terres Bloc3	5,57	4,6	9,4	25,622	52,358
Poids des terres Bloc4	5,255	6,2	8,575	32,581	45,061625
Poids des terres couronnement	6,318	8,3	5,225	52,4394	33,01155
TOTAL	121,43	4,212315463	4,256778871	511,5014667	516,9006583

Tableau IV.30 : récapitulatif des forces verticales (couronnement bloc 4+Bloc 3+bloc 2) :

RECAPITULATIF DES FORCES VERTICALES (Couronnement BLOC 4+BLOC type 3+BLOC TYPE 2)					
Désignation	E vertical (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Vertical	Moment stabilisant
Bloc type 2	27,195	1,75	5,60518018	47,59125	152,432875
Bloc type 3	27,132	5,3	5,329798762	143,7996	144,6081
Bloc type 4	28,894	9,32264484	4,251694123	269,3685	122,84845
Couronnement	14,7	11,35011338	3,480413832	166,8466667	51,16208333
T. Evidements Bloc2	15,785	1,75	4,475	27,62375	70,637875
T. Evidements Bloc3	14,916	5,3	4,225	79,0548	63,0201
T. Evidements Bloc4	18,645	9	4,225	167,805	78,775125
Poids des terres Bloc3	5,57	8,1	9,4	45,117	52,358
Poids des terres Bloc4	5,255	9,7	8,575	50,9735	45,061625
Poids des terres couronnement	6,318	11,8	5,225	74,5524	33,01155
TOTAL	164,41	6,15364921	4,50076886	1011,721467	739,9714083

La stabilité partielle comporte :

- La vérification de la stabilité du couronnement ;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 ;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, bloc type 3;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, bloc type 3, bloc type 2.

La vérification de la stabilité partielle sera effectuée dans les 2 statique et dynamique.

IV.7.5.1. Cas statique :

Tableau IV.31 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas statique) **avec surcharge :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 (CAS STATIQUE) AVEC SURCHARGE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	121,43			4,256778871	0	516,9006583
Poussées des terres	0,46310322	1,008403539	7,066666667	9,45	7,126051673	4,376325432
	1,477290519	3,216788226	4,8312	9,45	15,54094728	13,9603954
	3,45795E-15	7,52967E-15	3,6	9,45	2,71068E-14	3,26777E-14
	0,763944068	1,663482066	1,2	9,45	1,99617848	7,219271447
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,342328175	2,922908808	7,45	9,45	21,77567062	12,68500125
	1,575776553	3,431240774	4,95	9,45	16,98464183	14,89108843
	2,314982026	5,040854747	1,8	9,45	9,073538544	21,87658014
Marnage		0,1874502	3,15		0,59046813	0
Bollard		8,333333333	8,9		74,16666667	0
TOTAL	129,3674246	25,80446169			147,2541632	591,9093204
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 4,0196 > 1,5 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 3,7778 > 1,5 stabilité vérifiée			

Tableau IV.32 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas statique) **avec grue :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 (CAS STATIQUE) grue						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	121,43			4,256778871	0	516,9006583
Poussées des terres	0,46310322	1,008403539	7,066666667	9,45	7,126051673	4,376325432
	1,477290519	3,216788226	4,8312	9,45	15,54094728	13,9603954
	3,45795E-15	7,52967E-15	3,6	9,45	2,71068E-14	3,26777E-14
	0,763944068	1,663482066	1,2	9,45	1,99617848	7,219271447
Grue		8,983201489	4,829068473		43,380495 1	0
Marnage		0,1874502	3,15		0,5904681 3	0
Bollard		8,333333333	8,9		74,166666 67	0
TOTAL	124,1343378	23,39265885			142,8008073	542,4566506
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		Fr= 3,798694565 > 1,5 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 3,998773017 > 1,5 stabilité vérifiée			

Tableau IV.33 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas statique) **avec surcharge :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 +3 +2 (CAS STATIQUE) AVEC SURCHARGE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,46310322	1,008403539	10,56666667	9,95	10,65546406	4,607877042
	1,477290519	3,216788226	8,3312	9,95	26,79970607	14,69904066
	3,45795E-15	7,52967E-15	7,1	9,95	5,34606E-14	3,44066E-14
	0,693341683	1,509745941	4,7	9,95	7,095805921	6,89874975
	2,207538994	4,806898441	1,559190031	9,95	7,494868081	21,96501299
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,342328175	2,922908808	10,95	9,95	32,00585144	13,35616534
	1,575776553	3,431240774	8,45	9,95	28,99398454	15,6789767
	2,101035404	4,574987699	5,3	9,95	24,24743448	20,90530227
	2,250676969	4,900831004	1,75	9,95	8,576454257	22,39423584
Marnage		0,2915892	4,9		1,42878708	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
TOTAL	176,5210915	34,99672693			250,6316896	860,4767689
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 3,433232128 > 1,5 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 3,80087497 > 1,5 stabilité vérifiée			

Tableau IV.34 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas statique) **avec grue :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 +3 +2 (CAS STATIQUE) AVEC GRUE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,46310322	1,008403539	10,56666667	9,95	10,65546406	4,607877042
	1,477290519	3,216788226	8,3312	9,95	26,79970607	14,69904066
	3,45795E-15	7,52967E-15	7,1	9,95	5,34606E-14	3,44066E-14
	0,693341683	1,509745941	4,7	9,95	7,095805921	6,89874975
	2,207538994	4,806898441	1,559190031	9,95	7,494868081	21,96501299
GRUE		8,983201489	7,162401807		64,34129857	0
Marnage		0,2915892	4,9		1,42878708	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
TOTAL	169,2512744	28,14996014			221,1492631	788,1420888
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		Fr= 3,563846778 > 1,5 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 4,530734065 > 1,5 stabilité vérifiée			

IV.7.5.2. Cas dynamique :

Tableau IV.35 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme ascendant) **avec surcharge :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 CAS SEISME ASCENDANT SURCHARGE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	68,557			4,16875313	0	285,7972083
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	3,466666667	8,3	5,207449619	5,725778253
	2,46975503	5,377871719	1,2312	8,3	6,621235661	20,49896675
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,999573338	4,354054865	3,85	8,3	16,76311123	16,5964587
	2,634405365	5,736396501	1,35	8,3	7,744135276	21,86556453
Marnage		0,0803358	1,35		0,10845333	
Bollard		8,333333333	5,3		44,16666667	
Effort sismique		10,28355	2,797932621		28,77268	
Poussé hydrodynamique		1,112618973	1,08		1,201628491	0
TOTAL	76,35058653	36,78031012			110,5853603	350,4839766
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		Fr= 3,169352396 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,564268858> 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.36 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme descendant) **avec surcharge :**

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 CAS SEISME DESCENDANT SURCHARGE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	68,557			4,16875313	0	285,7972083
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	3,466666667	8,3	5,029872887	5,530526246
	2,381619297	5,185956869	1,2312	8,3	6,384950098	19,76744016
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,931386855	4,205579337	3,85	8,3	16,19148045	16,03051086
	2,540393917	5,531687327	1,35	8,3	7,467777892	21,08526951
Marnage		0,0803358	1,35		0,10845333	
Bollard		8,333333333	5,3		44,16666667	
Effort sismique		10,28355	2,797932621		28,77268	
Poussé hydrodynamique		1,112618973	1,08		1,201628491	0
TOTAL	76,07672853	36,18398651			109,3235098	348,2109551
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		Fr= 3,18514248 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,584345243 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.37 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme ascendant) avec surcharge

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 +3 +2 AVEC SURCHARGE SEISME ASCE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	10,56666667	9,95	15,87270701	6,864035375
	2,200617396	4,791826686	8,3312	9,95	39,92166649	21,89614309
	5,15107E-15	1,12164E-14	7,1	9,95	7,96366E-14	5,12532E-14
	1,032823098	2,248963991	4,7	9,95	10,57013076	10,27658982
	3,349516328	7,293544872	1,559190031	9,95	11,37202246	33,32768746
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,999573338	4,354054865	10,95	9,95	47,67690077	19,89575471
	2,347325223	5,111281798	8,45	9,95	43,1903312	23,35588597
	3,129766964	6,815042398	5,3	9,95	36,11972471	31,14118129
	3,414969918	7,436069538	1,75	9,95	13,01312169	33,97895068
Marnage		0,2915892	4,9		1,428787008	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
Effort sismique		24,6615	6,153649211		151,75822	
Poussé hydrodynamique		14,65787739	3,92		57,45887935	
TOTAL	182,5744451	87,497233			531,7158248	920,7076367
STABILITE RENVERSEMENT	Fr=M s/ M renversant		Fr= 1,731578399 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE GLISSEMENT	Fg=Ev x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,572389295 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.38 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme descendant) avec surcharge :

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 +3 +2 AVEC SURCHARGE SEISME DESC						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	10,56666667	9,95	15,33143947	6,62996821
	2,125575202	4,628422911	8,3312	9,95	38,56031696	21,14947326
	4,97542E-15	1,08339E-14	7,1	9,95	7,6921E-14	4,95054E-14
	0,997603295	2,172273153	4,7	9,95	10,20968382	9,926152783
	3,229985414	7,033267267	1,559190031	9,95	10,96620021	32,13835487
Poussées dues aux surcharges d'exploitation	1,93138685	4,205579337	10,95	9,95	46,05109374	19,21729916
	2,267280215	4,936984439	8,45	9,95	41,71751851	22,55943814
	3,023040287	6,582645918	5,3	9,95	34,88802337	30,07925086
	3,293103225	7,170705795	1,75	9,95	12,54873514	32,76637709
Marnage		0,2915892	4,9		1,42878708	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
Effort sismique		24,6615	6,153649211		151,75822	
Poussé hydrodynamique		14,65787739	3,92		57,45887935	
TOTAL	181,944303	86,12510361			524,252231	914,4377227
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 1,744270541 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg=Ev x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,591926867 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.39 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme ascendant) avec grue :

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POU TRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 CAS SEISME ASCENDANT GRUE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	68,557			4,16875313	0	285,7972083
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	3,466666667	8,3	5,207449619	5,725778253
	2,46975503	5,377871719	1,2312	8,3	6,621235661	20,49896675
Grue		8,983201489	2,429068473		21,82081152	0
Marnage		0,0803358	1,35		0,10845333	
Bollard		8,333333333	5,3		44,16666667	
Effort sismique		10,28355	2,797932621		28,77268	
Poussé hydrodynamique		1,112618973	1,08		1,201628491	0
TOTAL	71,71660783	35,67306024			107,8989253	312,0219533
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		Fr= 2,891798528 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,514934237 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.40 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4 (cas séisme descendant) avec grue :

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 CAS SEISME DESCENDANT GRUE						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	68,557			4,16875313	0	285,7972083
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	3,466666667	8,3	5,029872887	5,530526246
	2,381619297	5,185956869	1,2312	8,3	6,384950098	19,76744016
Grue		8,983201489	2,429068473		21,82081152	0
Marnage		0,0803358	1,35		0,10845333	
Bollard		8,333333333	5,3		44,16666667	
Effort sismique		10,28355	2,797932621		28,77268	
Poussé hydrodynamique		1,112618973	1,08		1,201628491	0
TOTAL	71,60494776	35,42992134			107,485063	311,0951747
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		Fr= 2,894310763 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		Fg= 1,522955636 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.41 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme ascendant) avec grue :

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POU TRE DE COURONNEMENT + BLOC +4 +3 +2 AVEC GRUE SEISME ASC						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,689852802	1,502148929	10,56666667	9,95	15,87270701	6,864035375
	2,200617396	4,791826686	8,3312	9,95	39,92166649	21,89614309
	5,15107E-15	1,12164E-14	7,1	9,95	7,96366E-14	5,12532E-14
	1,032823098	2,248963991	4,7	9,95	10,57013076	10,27658982
	3,349516328	7,293544872	1,559190031	9,95	11,37202246	33,32768746
GRUE		8,983201489	7,162401807		64,34129857	0
Marnage		0,2915892	4,9		1,42878708	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
Effort sismique		24,6615	6,15364921		151,75822	
Poussé hydrodynamique		14,65787739	3,92		57,45887935	
TOTAL	171,6828096	72,76398588			456,057045	812,3358641
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renversant		1,781215471 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		1,777971272 > 1,1 stabilité vérifiée			

Tableau IV.42 : vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+3+2 (cas séisme descendant) avec grue :

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 4 +3 +2 AVEC GRUE SEISME DESC						
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Y (m)	X (m)	Moment Renversant	Moment stabilisant
Poids propre	164,41			4,50076886	0	739,9714083
Poussées des terres	0,666328463	1,450924871	10,56666667	9,95	15,33143947	6,62996821
	2,125575202	4,628422911	8,3312	9,95	38,56031696	21,14947326
	4,97542E-15	1,08339E-14	7,1	9,95	7,6921E-14	4,95054E-14
	0,997603295	2,172273153	4,7	9,95	10,20968382	9,926152783
	3,229985414	7,033267267	1,559190031	9,95	10,96620021	32,13835487
GRUE		8,983201489	7,162401807		64,34129857	0
Marnage		0,2915892	4,9		1,42878708	0
Bollard		8,333333333	12,4		103,3333333	0
Effort sismique		24,6615	6,15364921		151,75822	
Poussé hydrodynamique		14,65787739	3,92		57,45887935	
TOTAL	171,4294924	72,21238961			453,3881588	809,8153575
STABILITE AU RENVERSEMENT	Fr=M stabilisant / M renverstant		1,786141393 > 1,1 stabilité vérifiée			
STABILITE AU GLISSEMENT	Fg= E vertical x tan ϕ / E Horizontal		1,788908925 > 1,1 stabilité vérifiée			

IV.7.6. Vérification de la capacité portante du sol (au poinçonnement) :

$e = \frac{M^S - M^R}{E^V}$ Excentrement de la résultante

$\delta = Arctg\left[\frac{E^H}{E^V}\right]$ Inclinaison de la résultante

$\sigma_V = \frac{E^V}{B}$; $\sigma' = \frac{E^{V'}}{B'_1}$ Contrainte développée par l'ouvrage au niveau de l'assise en enrochement et du sol support respectivement

B , B' Base diffusée

$\sigma_{Assise\ adm} = \sigma_{sol\ adm} e^{-\delta}$; Capacité portante de l'assise en enrochement et du sol support respectivement

La stabilité au poinçonnement sera vérifiée si :

$\sigma_V \leq \sigma_{Assise}$

Tableau IV.42 : vérification de la stabilité totale au poinçonnement pour tous les cas

VERIFICATION DE LA STABILITE TOTAL AU POINCONNEMENT POUR TOUS LES CAS								
Cas de charge	E vertical (T/ml)	E Horizontal (T/ml)	Moment stabilisant	Moment Renversant	e=(Ms-Mr)/Ev	B=2 x e	δ = Arctg (Eh/Ev) en radian	σ = EV/B
Cas statique avec surcharge	214,1143459	37,74489509	1232,616547	378,0169261	3,991323501	7,982647002	0,174480174	26,82247453
Cas statique avec grue	206,4311373	29,99797158	1161,225195	312,7077121	4,110414225	8,220828449	0,144302764	25,11074626
Cas séisme ascendant surcharge	221,9536408	111,9306636	1304,528468	898,3372886	1,830072162	3,660144323	0,465490188	60,64068003
Cas séisme ascendant grue	210,1705031	95,25617768	1195,258069	758,3273694	2,078934449	4,157868899	0,424552789	50,54765031
Cas séisme descendant surcharge	221,1124244	110,0989218	1296,826749	885,5437332	1,860062894	3,720125788	0,460489123	59,43681398
Cas séisme descendant grue	209,7618154	94,36626344	1191,548234	753,304024	2,089246839	4,178493679	0,421794944	50,20034288

Le tableau ci-dessous montre que la stabilité au poinçonnement est vérifiée dans tous les cas ($\sigma_V \leq \sigma_{Assise}$ vérifiée) :

Tableau IV.43 : vérification de la stabilité au poinçonnement :

σ admissible	$\sigma_{Assise} = \sigma_{adm}\, e^{-\delta}$	σ_V
60	50,39361037	26,82247453
60	51,93753766	25,11074626
120	75,33927316	60,64068003
120	78,48746682	50,54765031
120	75,71699346	59,43681398
120	78,70422189	50,20034288

IV.8. Étude du couronnement :

La poutre de couronnement, est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc et supporte les charges roulantes.

Elle est constituée de plots de 25 m de longueur séparés par des joints, et comporte un bollard de 150 T au milieu du plot (soit à 12.50m du plot)

IV.8.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement :

IV.8.1.1. Efforts horizontaux :

- La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement répartie.
- L'effort agissant sur le bollard est de 150 T.
- Q :la réaction uniforme de la poutre.

$$Q = \frac{150}{25} = 6 \text{ t/m}$$

$$Q = \frac{150}{25} = 6\ t/m$$

$$M_{MAX} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6 * 25^2}{8} = 468.75\ t.m$$

$$T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{6 * 25}{2} = 75t$$

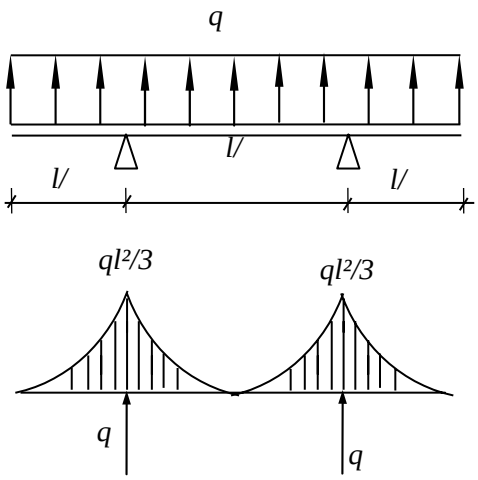


Figure IV.3 : schéma statique de calcul

IV.8.1.2. Efforts verticaux :

- Poids propre de la poutre :

$$G_1 = s * l * \gamma_{béton}$$

$G_1 = 5.88 \times 1 \times 2.4 = 14.112$ t/m

- Poids du sol au-dessus de la poutre :

$$G_2 = s * l * \gamma_{sol}$$

G2= 3.51*1*1.8=6.318 t/m

Donc :

$$G = G_1 + G_2$$

$$G = 14.112 + 6.318 = 20.43 t/m$$

- Charge mobile est prise égale à 15 T/ml

IV.8.2. Cas de charge :

Tassement d'une pile de blocs :

Cas 1 :

-On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté. Sous la charge du poids propres :

G= 20.43 t/ml avec L = 1.5 m

$M_{max} = \frac{-g \times l^2}{2} = -22.984$ T.m

$T_{max} = g \times l = 30.645$ T

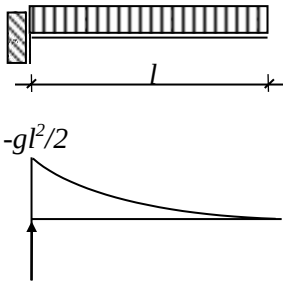


Figure IV.4 : schéma statique de calcul

-Sous la charge concentrée :

Le cas le plus défavorable est obtenu lorsqu'on place la charge concentrée sur l'extrémité libre.

P = 15 t;

l = 1,5 m

$M_{max} = -Pl = -22.50$ t.m

$T_{max} = P = 15$ t

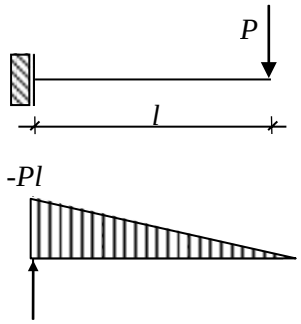


Figure IV.5: schéma statique de calcul

Cas 2 : la poutre est considère d'un cote et simplement appuyée de l'autre cote

G=20.43 t/ml avec L= 3m

$M_{appui} = \frac{-g \times l^2}{8} = -22.984$ T.m

$M_{travee} = \frac{9 \times g \times l^2}{128} = 12.928$ T.m

$R_a = \frac{5 \times g \times l}{8} = 38.31$ T.m

$R_b = \frac{3 \times g \times l}{8} = 22.984$ T.m

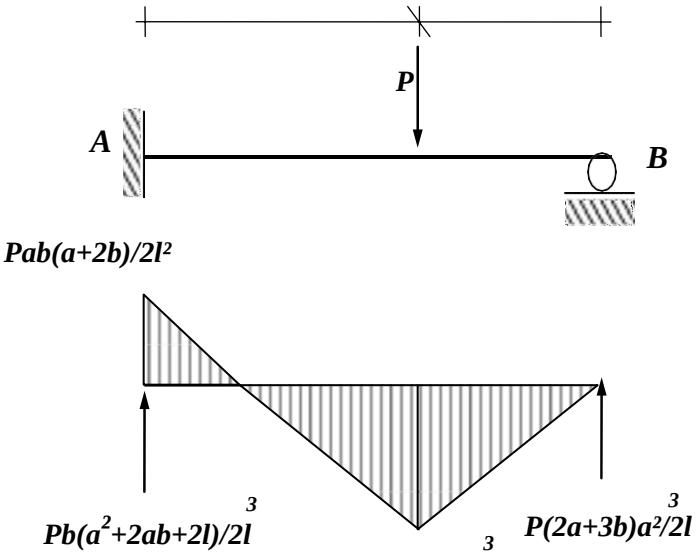


Figure IV.6: schéma statique de calcul

-Influence Sous la charge concentrée :

La sollicitation la plus défavorable est obtenue lorsque la charge concentrée P=15 t est placée comme montre le schéma ci-contre.

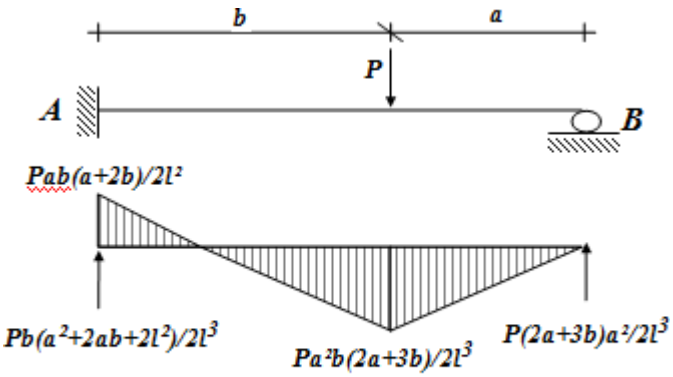


Schéma statique de calcul

Figure IV.7: schéma statique de calcul

La position critique créant un moment par la condition suivante :b= $\frac{l}{\sqrt{3}}$

b = 1,732 m a = 1,268 m

- Ma= - 8.66t.m
- Mt = 5.98t.m
- Ra = Ta= 11.55 t
- Rb= Tb = 3.45t

La position critique créant un moment maximal en travée est donnée par la condition suivante

$a=\frac{l}{2}(3-\sqrt{3})$= 1,902 m ⊓ b = 1,098 m

- M A = -7,13 t.m
- Mt = 7,83 t.m
- RA =TA = 7,87 t
- RB =TB = 7,13 t

IV.9.3. Combinaisons de charge :

La vérification de l'effort tranchant est faite à l'ELU. Les combinaisons prises en compte sont celles du BAEL99 :

- G + P……ELS
- 1.35G + 1.5P……ELU

Le ferraillage de la poutre de couronnement se fera à l'ELS en fissurations très préjudiciables, avec la combinaison G + Q.

Efforts Verticaux :

✓ Au niveau d'appui :

On constate que le moment le plus défavorable est obtenu dans le premier cas « Tassement d'une pile au niveau d'un joint ».

M max = - (22.984+22.50) = -45.484T.m

Le moment maximal est négatif ce qui indique que les fibres supérieures sont tendues.

✓ Au niveau de la travée :

Au niveau de la travée, c'est le deuxième cas « Tassement d'une pile entre deux joints » qui nous donne le moment fléchissant le plus défavorable au niveau de la travée.

M max = 12.984+ 7.83 = 20.814T.m

Le moment maximal est positif ce qui indique que les fibres inférieures sont tendues.

✓ Effort tranchant maximal :

On constate que c'est le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint » qui nous donne l'effort tranchant maximal (ELU)

V max = 1.35×38.31+ 1.5×11.55 = 69.0435 T

Efforts horizontaux :

- M max =468.75 T.m
- T max =75 T

IV.9.4. Ferraillage de la poutre de couronnement :

❖ **Sous l'effet des charges verticales :**

Armatures longitudinales :

Nappe supérieure :

On travail par une section de :

- b = 7.4 m;
- h = 1.2 m

- d = 1.08 m ,
- fc28 = 25 MPa ,
- Acier fe E 400 ;
- Mser = 45.484T t.m =0.455 Mn.m

La poutre étant sollicitée en flexion simple, la section étant une section rectangulaire

- $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPA
- $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} = 2.1$ *Mpa*

$\sigma_s = \text{Max}\,(0.4\ fe\ ;\ 88\sqrt{\eta f_{tj}}\ ) = 161.3$ MPA

- $X = 15\sigma_{bc}/(15\sigma_{bc} + \sigma_s) \times d = 0.63$ m
- Z=d-(X/3)=0.87 m
- $M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z = 0.5 \times 7.4 \times 0.63 \times 0.87 \times 15 = 30.42$ Mn. m
- $M_{ser} < M_1$ donc section sans armatures comprime
- $A_{ser} = (M_{ser}/ Z \times \sigma_s) = 34$ cm^2

Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0.23 \times (f_{c28}/\ fe) \times b \times d = 95.6$ cm^2
- $A_{ser} > A_{min}$ la condition de non fragilité n'est pas vérifié donc la section d'armature pris en considérations est la section minimales Aser = Amin =95.6 cm^2

On choisit 16 HA 25+ 10 HA 16 = 78.56+20.1=98.66 cm^2

Nappe inferieure :

- $M_{ser} = 20.814$ T.m =0.21 Mn.m
- $X = 15\sigma_{bc}/(15\sigma_{bc} + \sigma_s) \times d = 0.63$ m
- Z=d-(X/3)=0.87 m
- $M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z = 0.5 \times 7.4 \times 0.63 \times 0.87 \times 15 = 30.42$ Mn. m
- $M_{ser} < M_1$ donc section sans armatures comprime
- $A_{ser} = (M_{ser}/ Z \times \sigma_s) = 15.67$cm^2

Condition de non fragilité :

- $A_{min}= 0.23\times (f_{c28} / fe) \times b \times d = 95.6\ cm^2$
- $A_{ser} > A_{min}$ la condition de non fragilité n'est pas vérifié donc la section d'armature pris en considérations est la section minimales Aser = Amin =95.6 cm^2

On choisit 16 HA 25+ 10 HA 16 = 78.56+20.1=98.66 cm^2

Armature transversale :

- T_U=69.0435 T
- $\tau_u = T_U / b\times d$ =0.0864 Mpa

Vérification :

- τ_u=0.0864< Min ($0.1\times f_{c28}$, 4 MPA) =2.5 Mpa

Espacement :

- S_t< Min (0.9d, 40 cm) =40cm on prend S_t= 30 cm
- $\frac{AT}{(b\times d)} \geq \frac{Tu}{0.8\times fe}$ ⟹ AT≥ 6 cm^2

On choisit 4HA 14 = 6.16 cm^2

Sous charge horizontal

Armature longitudinale

b=1.2 m, h=7.4 m, d=6.66 m. Mser=4.69 T.m=0.0469 Mn.m

- $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15$ MPA
- $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{c28} = 2.1$ *Mpa*

$\sigma_S = -\text{Max}(0.4\ fe\ ;\ 88\sqrt{\eta f_{tj}}\ ) = 161.3$ MPA

- $X = 15\sigma_{bc}/(15\sigma_{bc} + \sigma_S) \times d = 3.87$ m
- Z=d-(X/3)=187 m
- $M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z = 0.5 \times 7.4 \times 0.63 \times 0.87 \times 15 = 187$Mn. m
- $M_{ser} < M_1$ donc section sans armatures comprime
- $A_{ser} = (M_{ser} / Z\times \sigma_s) = 54.15\ cm^2$

Condition de non fragilité :

- A_{min}= 0.23× ($f_{c\,28}$ / fe) × $b \times d$ = 95.6 cm^2
- $A_{ser} > A_{min}$ la condition de non fragilité n'est pas vérifié donc la section d'armature pris en considérations est la section minimales Aser = Amin =95.6 cm^2

On choisit 16 HA 25+ 10 HA 16 = 78.56+20.1=98.66 cm^2

Nappe intérieure

On prend la même armature que celle de la nappe extérieure

Armature transversale :

- T_U=75 T
- τ_u= T_U/ b× d =0.1Mpa
    - **Vérification :**
- τ_u=0.1< Min (0.1× $f_{c\,28}$, 4 MPA) =2.5 Mpa
    - **Espacement :**
- S_t< Min (0.9d, 40 cm) = 40cm on prend S_t= 30 cm
- $\frac{AT}{(b \times d)} \geq \frac{Tu}{0.8 \times fe}$ ⟹ AT≥ 1.26 cm^2

AT = 1.5 cm^2 On choisit 2HA 12 = 2.26 cm^2

Conclusion :

A partir de l'étude comparative entre les trois variantes, le facteur du coût, le volume de dragage l'agitation au niveau des structures et l'entretien de l'ouvrage jouent un rôle décisif dans le choix de la variante dans ce cas la variante la plus favorable dans notre cas est la variante 01 « quai en bloc »

Après avoir défini et calculé les différentes charges agissantes sur le quai, en tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) puis on a terminé par le calcul du ferraillage de la poutre de couronnement.

CHAPITRE V

Impact sur l'environnement

2020/2021

ENSTP

CHAPITRE V :

V. Impact sur l'environnement :

V.1. Introduction :

Le présent chapitre porte sur **« L'étude d'impact sur l'environnement »,** l'étude est réalisée conformément au décret exécutif N° 18-255 du 09 octobre 2018 modifiant et complétant le décret exécutif N° 07-145 du 19 mai 2007 déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbations des études et des notices d'impacts sur l'environnement.

V.1.1. Présentation du maitre de l'ouvrage et maitre d'œuvre :

Promoteurs et partenaires du projet :

- **Le Maître d'ouvrage :** L'entreprise portuaire de Skikda par abréviation « EPS » est une entreprise par actions du Groupe Services Portuaires, par abréviation « SERPORT SPA » sous tutelle du Ministère Des Travaux Publics Et Des Transports.

L'EPS est l'initiateur du « projet du rempiétement du quai Marinnelle de l'ancien port de Skikda». L'Entreprise d'Etudes Maritimes, par abréviation « LEM » a été préféré de gré à gré par l'EPS en tant que prestataire pour préparer l'étude d'impact sur l'environnement

- **Le Maître d'œuvre :** Le Laboratoire des Etudes Maritimes (LEM).

V.2. Cadre juridique :

V.2.1 Etude d'impact sur l'environnement

Le contenu de l'E.I.E a été précisé par le décret **n°18-255 du 09 octobre 2018** modifiant et complétant le décret exécutif n° **07-145 du 19 mai 2007**déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement. Où il est dit que ce contenu doit être en relation avec l'importance des travaux, aménagements et ouvrages projetés et avec leurs incidences prévisibles sur l'environnement.

L'article 03 détermine le contenu de l'étude. Les articles 04 – 05 - 06 déterminent les procédures d'examens des études et des notices d'impact. *Liste des projets soumis à étude d'impact. Annexe 1 du décret 18/255*

L'E.I.E est aussi un outil de prévention, elle permet d'évaluer suffisamment tôt, c'est à dire

avant que la décision ne soit prise de réaliser physiquement l'aménagement proposé, l'impact qu'aurait sur l'environnement, sa réalisation, ainsi que les mesures prises pour minimiser les effets négatifs et maximiser les effets positifs attendus.

V.3. Importance globale de l'impact :

La combinaison des descripteurs de durée, d'étendue et d'intensité permet d'établir l'évaluation globale de l'importance de l'impact, selon la grille présentée au tableau n °20. L'importance de l'impact constitue l'indicateur synthèse qui permet de porter un jugement global sur l'impact que causerait le projet à un élément de l'environnement.

trois classes d'importance de l'impact sont retenues : faible, moyenne et forte On distingue trois niveaux d'importance forte, moyenne et faible, attribués comme suit :

Forte=> 3 points

Moyenne=> 2 points

Faible=>1 point

Importance de l'impact = (intensité+ étendue + durée) /3

Si l'importance de l'impact est supérieure à 2.5 celle-ci est qualifiée de Forte. -Si l'importance de l'impact est comprise entre [1.5-2.5] lui sera attribuée une valeur Moyenne. Sinon l'importance de l'impact est inférieure à 1.5 elle sera jugée Faible.

V.4. Evaluation de l'importance des impacts :

L'évaluation des répercussions sur l'environnement est réalisée à l'aide de la méthode intégrant à la fois, le type, la durée, l'étendue et l'intensité de la perturbation d'un élément du milieu ainsi que la valeur de l'élément sensible affecté.

Un impact est évalué à partir des critères définis ci-dessous :

V.4.1. Type d'impact :

Un impact peut être **positif** ou négatif. Un impact positif engendre une amélioration de la composante du milieu touchée par le projet, tandis qu'un impact négatif contribue à sa détérioration

- Durée :

La durée de l'impact correspond à la période de temps durant laquelle l'impact se fera sentir, et est divisée en trois classes : courte, moyenne ou longue durée. Un impact de courte durée est occasionnel et son effet n'est ressenti qu'à un certain moment ou pendant quelques

mois tout au plus. Un impact de moyenne durée est un impact temporaire dont l'effet est ressenti pendant une période de quelques années (de un à dix ans). Un impact de longue durée présente un effet ressenti de façon permanente ou de façon intermittente mais régulière, pendant plus de dix ans.

❖ Étendue :

L'étendue de l'impact correspond à l'extension spatiale de la zone touchée par les effets, ou le cas échéant, au nombre d'utilisateurs de l'élément environnemental touché. L'étendue peut être ponctuelle, locale ou régionale.

Un **impact ponctuel** correspond à une perturbation bien circonscrite et touchant une faible superficie, ou ressenti par un groupe restreint d'individus.

Un **impact local** correspond à une perturbation qui s'étend sur une plus vaste étendue, ou ressentie par une partie ou l'ensemble d'une collectivité

Un **impact régional** correspond à une perturbation qui s'étend à l'échelle d'une région ou même davantage, ou ressentie par une collectivité régionale ou par un large segment de la population.

❖ Intensité

L'intensité correspond au degré de perturbation des éléments environnementaux touchés par le projet. Il s'agit d'une indication du caractère radical de l'intervention. On distingue quatre degrés d'intensité : très forte, forte, moyenne et faible.

Un impact d'**intensité faible** altère légèrement un ou plusieurs éléments environnementaux et en modifie peu l'utilisation ou la qualité.

Un impact d'**intensité moyenne** modifie modérément un ou plusieurs éléments environnementaux et en modifie l'utilisation ou la qualité, sans toutefois compromettre son intégrité.

Un impact d'**intensité forte** altère un ou plusieurs éléments environnementaux de façon significative, remet en cause leur intégrité ou en modifie fortement l'utilisation ou la qualité.

Un impact d'**intensité très forte** détruit l'élément environnemental ou le modifie de façon irréversible.

Tableau V.1 : Grille d'évaluation de l'intensité d'un impact

Degré de perturbation ou de bonification	Valeur environnementale		
	Grande	**Moyenne**	**Faible**
Fort	Très forte	Forte	Moyenne
Moyen	Forte	Moyenne	Faible
Faible	Moyenne	Faible	Très Faible

V.4.2. Etude d'impact sur l'environnement du rempiétement :

L'étude d'impact sur l'environnement du rempiétement de l'ancien port de Skikda a permis de constater que le site des travaux constitue un milieu particulièrement sensible aux plans physique ,biologique et humain.

Les analyses chimiques effectuées des sédiments portuaires ont montrées l'absence de contamination par les hydrocarbures et les métaux lourds néanmoins la concentration en mercure est légèrement détectés dans la zone d'étude

L'analyse de ces données indique que les impacts du projet sur l'environnement sont à nuancer, néanmoins ils sont limités dans le temps et les milieux concernés par les travaux.

Le Développement durable de la région vise à améliorer les conditions sociales et une croissance économique équilibrée. Ceci implique une intégration des dimensions sociales et écologiques dans les plans de développements économiques et d'aménagement du territoire.

Des mesures compensatoires et des recommandations sont proposées afin de réduire au maximum les impacts négatifs du projet sur l'environnement.

V.4.3 : Etude d'impact des travaux de déroctage :

V.4.3.1. Impact sur le milieu physique

- **Impact sur la qualité de l'air**

Les émissions de gaz polluant l'air ne sont effectives que durant la phase des travaux. Les gaz polluants et les odeurs associés se dispersent dans les minutes suivant le passage des machines. Aucune dégradation de la qualité de l'air ne serra observée sur de longues périodes. La durée de perturbation est jugée moyenne. L'étendue de la perturbation est considérée comme locale. L'importance de l'impact est jugé moyenne

Le dragage et déroctage sont susceptibles de provoquer la remise en suspension des sédiments en augmentant la quantité de matières en suspension (MES), ce qui peut réduire la qualité de l'eau du fait de l'accroissement de la turbidité, de la remobilisation de contaminants et nutriments et la réduction des concentrations en oxygène.

De plus, la technique de dragage n'entraînera qu'une faible augmentation de la turbidité de

l'eau. Des déversements accidentels d'hydrocarbures ou huiles des engins de dragage peuvent contaminer les eaux. Cependant, le respect des mesures d'atténuation proposées devrait réduire cet impact à un niveau négligeable.

L'importance de l'impact est jugé moyenne

- **Impact sur la bathymétrie, hydrodynamisme et sédimentologie :**

Les travaux de dragage des sédiments vaseux envisagés au cours de la présente étude ont pour objet de maintenir la profondeur déjà existante et auront pour but d'atteindre les côtes nominatives demandées par l'EPS. En ce sens, ils n'impliquent pas de modification de la bathymétrie, de l'hydrodynamisme et de la sédimentologie du secteur. La perturbation est donc nulle, même si, en théorie, le dragage a un effet direct sur la bathymétrie. Cette modification aura un impact positif et l'importance de l'impact est jugée moyenne

- **Impact sur l'environnement sonore :**

Les impacts sur l'environnement sonore du dragage des sédiments sont dus aux bruits causés par l'opération de la drague. Puisque ces bruits, créés par le fonctionnement du moteur de la drague, ne sont pas beaucoup plus élevés que ceux causés par le passage régulier des navires commerciaux dans le port, il est considéré que l'intensité de la perturbation est faible. Puisque sa durée est temporaire et son étendue locale, le degré de perturbation est considéré faible et l'importance de l'impact est jugée faible

- **Impact sur le paysage :**

L'impact paysager est lié à la visibilité des engins de dragage depuis les alentours, la présence des engins de chantier représente des nuisances visuelles et provoqueront une altération du paysage et une gêne de la vue sur mer.

Cette composante à une valeur moyenne et son degré de perturbation est faible, l'intensité de l'impact est donc faible, d'étendue ponctuelle et d'une durée courte.

L'importance de l'impact généré est alors jugée faible.

V.4.3.2. Impact sur le milieu biologique :

- **Impact sur la flore aquatique :**

Aucune flore aquatique n'est signalée dans la zone de dragage des sédiments vaseux. Cette absence n'est pas surprenante compte tenu des profondeurs maintenues et de l'activité maritime dans le port. Il est donc considéré que le dragage ne peut causer d'impacts directs sur la flore aquatique de l'ancien port.

- **Impact sur la faune benthique :**

L'analyse benthique à montrer la présence de quelques individus d'espèces sans signification écologique précise et que le milieu est instable due à son enrichissement en matière organiques. L'état bioécologique serait donc dans une situation croissante de dégradation du milieu. L'importance globale de l'impact est considérée faible.

❖ **Impact sur faune ichthyennes :**

La faune ichthyenne présente au sein de l'herbier et à proximité de l'aire des travaux pourra subir des impacts liés au dragage et déroctage qui causeront la mise en suspension des sédiments, des chocs acoustiques et vibrations pouvant perturber et éloigner la faune ichthyenne. Ces espèces peuvent aussi être affectées indirectement via la dégradation de la qualité de l'eau.

Cette composante est moyennement valorisée, son degré de perturbation est jugé moyen menant à une intensité moyenne. L'impact se limitera à la zone des travaux, l'étendue est donc locale et sa durée est courte, l'importance de l'impact est considérée faible

V.4.3.3. Impact sur le milieu humain :

❖ **Impact sur la navigation :**

L'objectif principal du dragage au niveau du port est le maintien de la profondeur pour assurer un accostage sécuritaire dans celui-ci. Pour cette raison, les effets de ce dragage sur la navigation sont entièrement positifs

❖ **Impact sur les activités socio-économiques :**

L'impact lié à l'activité économique locale est positif, la mise en place du chantier induira la création d'emplois directs et la mise en valeur des potentialités locales, tels que la restauration, hôtellerie, commerce et services. L'importance de l'impact est jugée moyenne (positivement).

❖ **Impact sur la santé et sécurité publique :**

Les principaux impacts sur la santé et la sécurité sont liés :

- A la circulation des camions et véhicules qui entraînera une augmentation du risque d'accidents ;
- Au changement apporté à l'environnement de vie : bruits, contamination…etc. Cependant, et avec la mise en place d'un plan de surveillance et d'une signalisation adéquate et en recourant à quelques mesures d'atténuation, ces impacts peuvent être réduit.

V.4.4. Mesures d'atténuation :

Les mesures d'atténuations visent à réduire ou à corriger les impacts environnementaux négatifs du projet jugé sévère ou critique lors de l'évaluation précédente. Ces mesures sont à considérer lors des différentes phases du projet

V.4.4. 1. Mesure d'atténuation liée au dragage et déroctage :

- Le personnel et personnes concernés par le projet doivent être formés et sensibilisés.
- Exécuter sous surveillance continue toutes manipulations de carburant, huiles et d'autres produits pétroliers.
- Veiller à ce que l'ensemble de la machinerie et des équipements utilisés respecte les

normes de niveau sonore.

- Organiser le chantier et ordonnancer les travaux en ayant comme objectif de réduire l'impact sonore durant la période nocturne (19 h à 7 h) et pendant les weekends et jours fériés.
- Les aires d'entretien de la machinerie et d'entreposage doivent être situées à au moins 30 m du plan d'eau.
- Assurer une surveillance visuelle et un suivi de la turbidité de l'eau en aval des travaux.
- Réduire la vitesse de descente et de remontée de la benne pour permettre de réduire la mise en suspension de sédiments.
- Les travaux de dragage et déroctage doivent être arrêtés lors d'épisodes de mauvais temps pour limiter la dispersion des sédiments.
- S'assurer de l'étanchéité de la benne afin d'éviter la dispersion des sédiments.
- Eviter de réaliser les travaux pendant les périodes reliées à la reproduction et à l'alevinage de la faune ichthyenne,
- Réduire au minimum le poids de la charge explosive utilisée et subdiviser chaque charge en une série de charges plus petites.
- Ne pas utiliser d'explosifs à base de Nitrates d'ammonium dans l'eau en raison des sous-produits toxiques libérés (en cas d'usage d'explosifs)
- La présence de panneaux avertissant des dangers et interdisant l'accès à toute personne étrangère réduirait les risques d'accidents.
- La présence d'extincteurs dans chaque engin contribuerait à réduire les risques en cas d'incendie.
- Respecter les codes, les normes et les règlements relatifs à l'environnement ainsi qu'à la santé et à la sécurité des travailleurs et du public.
- Bien identifier les personnes et les autorités responsables ainsi que la procédure à suivre en cas d'urgence environnementale.

V.5. Programme de surveillance et de suivi des travaux de dragages :

Les travaux de dragages feront l'objet d'une surveillance et d'un contrôle qui visera à s'assurer que les travaux respectent les modalités du décret ministériel, du Certificat d'Autorisation et des permis spécifique et général, et se conforment bien à la description des devis. Cette surveillance sera réalisée à l'aide d'un inspecteur de la protection de l'environnement (Décret n° 88-227 ; Art 2).

Les éléments nécessitant une surveillance sont les suivants :

•Calendrier de dragage (pour s'assurer du respect des mesures d'atténuation limitant la

période ou la fréquence de dragage au niveau de la zone dragué).

Chargement de la drague avant dépôt (pour s'assurer du respect de la mesure d'atténuation limitant le chargement de la drague à 60 %, pour limiter la surverse, lors du dragage

Activités d'immersion en mer (pour s'assurer que les dépôts sont faits de façon conforme aux mesures visant le recouvrement des sédiments fins pollués par les sédiments non pollués).

Mise en place des bouées aux sites de mise en dépôt. L'application du plan d'urgence dans le cas d'un déversement de produit dangereux.

Un registre détaillé des activités de dragage sera maintenu par l'entrepreneur et mis à la disposition de l'inspecteur de la protection de l'environnement.

VIII.5.1. Surveillance environnemental :

La surveillance environnementale permet de garantir le respect des lois et règlements nationaux en matière de santé publique et de préservation de la qualité de l'environnement.

Il permet de vérifier la justesse des prévisions et des évaluations de certains impacts et l'efficacité de certaines mesures d'atténuation et, le cas échéant, des mesures de compensation.

Un responsable environnement (RE) doit être désigné par la direction de l'environnement de la wilaya, il sera présent sur les lieux sur une base régulière et disponible sur une base quotidienne. Cette personne travaillera en collaboration avec l'entreprise chargée des travaux et veillera à enregistrer les travaux suivants :

- ·La mise en place d'un plan de gestion environnemental.
- ·S'assurer que toutes les démarches nécessaires sont réalisées afin d'obtenir les autorisations, en vertu des lois et règlements des autorités concernées.
- Intégrer les clauses environnementales au plan de surveillance des travaux.
- ·Le maître d'ouvrage veillera à ce que ce plan soit élaboré avant le début des Travaux et

qu'il comprenne les activités de surveillance de même que les tâches et les responsabilités de chaque membre de l'équipe affectée au projet.

- ·Contrôler et vérifier que seules les surfaces déterminées sont draguées.
- ·Vérifier que les coordonnées de la zone d'immersion ont bien été respectées.

V.5.2. Suivi environnemental :

En matière de contrôle et de suivi des opérations de dragage, il serait souhaitable d'effectuer un suivi de l'immersion par des observations visuelles directes.

Le contrôle continu constitue l'une des composantes essentielles du travail de gestion. En ce qui concerne l'impact physique de l'immersion des déblais de dragage, les études au sonar à balayage latéral sont utiles pour connaître la nature et l'ampleur de la zone d'impact.

Ces études peuvent être suivies, le cas échéant, d'un tracé de profils bathymétriques et d'études sédimentologiques.

Si une étude de recolonisation est appropriée, elle peut englober des essais de pêche ou une étude de la faune benthique après immersion. Pour pouvoir évaluer l'impact de l'immersion, il convient de comparer la qualité physique, chimique ou biologique des zones touchées par rapport à des zones de référence situées à l'écart des voies d'élimination des matériaux de dragage. De plus le maitre de l'ouvrage en collaboration avec les services d'inspection environnementale et de protection du littoral s'engage:

- A effectuer un suivi de la qualité de l'eau (matières en suspension et turbidité) pendant et après la réalisation des travaux.
- Dresser annuellement un état des lieux relatif au milieu naturel et faire un bilan.
- En coordination avec le maître de l'ouvrage en charge de la supervision du chantier, une procédure d'inspection journalière durant toute la période des travaux, pourra être organisé et faire objet d'un PV spécifique. Concernant la préservation de la qualité du plan d'eau de l'ancien port de Skikda, il est impératif de procéder à l'identification et la neutralisation de toutes les sources de pollutions qu'elles soient ponctuelles (pollution accidentelle lors des opérations de chargement/déchargement de produits pétroliers) ou continues (rejet en provenance de la zone industrielle).

V.6. Conclusion :

L'analyse des impacts démontre que ces travaux peuvent se réaliser sans porter atteinte de façon importante à l'environnement biophysique et humain. Le projet apparaît donc acceptable sur le plan environnemental.

Conclusion générale

Le présent mémoire ayant pour objet le rempiétement du quai Marinelle de l'ancien port de Skikda nous a permis de visualiser l'ampleur d'une partie de l'ingénierie maritime.

Un domaine pluridisciplinaire nécessite de nombreuses connaissances théoriques et pratiques dans de nombreuses branches des travaux publics

Ce travail nous a donné l'occasion de comprendre les différentes étapes des travaux maritimes et les différentes normes à considérer dans le développement des travaux portuaires.

Il nous a permis de développer nos connaissances dans le domaine des ports, ses problématiques, ses acteurs et leurs limites.

Ce projet est l'occasion d'appliquer les connaissances théoriques que nous avons acquises au cours du cycle de formation à l'ENSTP.

D'une part, on bénéficie de l'expérience des ingénieurs d'études, d'autre part, c'est l'occasion d'apprendre une méthodologie raisonnable pour suivre le développement de projets de génie maritime.

Bibliographie

Cours :

- D.BOUHENICHE cours des travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4éme année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2015-2016)

Livres

- J. CHAPON, Travaux Maritimes TOME I, Le milieu marin - Le navire - La navigation - Les côtes - Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984)
- J. CHAPON, Travaux Maritimes TOME II, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Paris. France Édition Eyrolles (1972)
- R. Bonnefille, Mouvement de la mer, Revue technique de l'ingénieur n° C4610
- P.E. SMITH, Marine concrete structures ,design , durability and performence (2016)
- J. LARRASP : cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes 1961, Paris, France
- F. ROPERT.F. BOUTTES, conception et dimensionnement des digues a talus(1997)
- Guide technique pour la réalisation des études portuaire (2016)

Règlement :

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Règlement Parasismique Algérien RPA (Année 2003)

Logiciels :

- Autodesk Auto-cad ;
- Microsoft Excel.

ANNEXE A

Etude de la réfraction de la houle

2020/2021

ENSTP

A.1. INTRODUCTION :

Dans cette annexe, nous exposerons l'étude de réfraction de la houle qui a pour objectif l'exploitation des données de la houle au large à l'aide d'un modèle mathématique numérique et dont les résultats, caractéristiques de la houle à la cote, seront les données de base du dimensionnement des ouvrages de protection.

A.2. PRINCIPE DE CALCUL DE LA REFRACTION DE LA HOULE :

Connaissant la climatologie au large, il est possible d'établir une statistique de la houle au large. Cette statistique est ensuite propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfertcalculées suivant la bathymétrie des fonds où les houles ne sont pas réfractées.

La propagation de la houle entre le large et la côte, a été étudiée à l'aide du modèle numériqueSWAN (Simulating Waves Nearshore) .

L'étude est basée sur les données bathymétriques obtenues des cartes nautiques SHOM ainsi que la bathymétrie fine réalisée sur le site. Les résultats de réfraction sont ensuite exploités sous deux formes :

- Des épures de réfraction qui montrent qualitativement comment hauteur de houle et direction changent au cours de la propagation de la houle.
- La détermination quantitative des conditions de la houle.

A.3. DONNEES DE BASE :

A.3.1. Données de houles au large :

L'étude de statistiques effectué par le LEM a mis en évidence trois directions défavorablesde la houle au large de récurrence biennale, décennale et centennale.

A.3.2. Données bathymétriques :

La bathymétrie utilisée pour cette étude de réfraction est celle issue de la digitalisation de la carte SHOM et celle issue des reconnaissances sur site.

Les isobathes de la carte, le trait de côte et la bathymétrie fine seront digitalisés pour modéliser les fonds marins et établir une table des fonds à l'aide du logiciel Map Info.

A.4. Principe de l'analyse des données du S.S.M.O :

L'observation des houles au large est consignée dans l'Atlas Océanographique de l'U.S. Naval Service Command durant la période allant de 1963 à 1970 avec un nombre total d'observations.

Les observations de la houle sont classées par mois et annuellement, et donnent les éléments suivants :

- La hauteur des houles par direction, suivant la force du vent,
- La hauteur des houles, toutes directions confondues,
- La hauteur des houles et la période, toutes directions confondues.

Le tableau ci-après nous donne le nombre d'observations de houles pour chacun des trois (3) cas.

On constate que le nombre d'observations total montre une bonne régularité au cours des différents mois de l'année. Le nombre total d'observations pour le troisième cas est plus élevé, cela est dû à la présence d'observations de la mer sans faire état de vent.

Tableau A.1 : Nombre d'observations d'états de mer par mois

Total	Obs: par direction suivant la force du vent	Obs: de houle toute direction	Obs: avec période de houle
Janvier	684	726	802
Février	639	673	757
Mars	727	769	834
Avril	691	741	817
Mai	665	743	822
Juin	601	661	750
Juillet	601	681	750
Août	675	731	791
Septembre	626	699	786
Octobre	657	718	782
novembre	643	683	746
Décembre	616	647	703
Total	7815	8470	9340

Remarque : Ceci suppose qu'en 24 h, on constate trois états de mer différents.

A.5. Direction de la houle au large :

Le résultat de cette analyse est donné dans le tableau ci-après dans lequel on constate que :

Les houles d'Ouest, Nord, Nord - Ouest, Est, et Nord - Est sont les plus observées, les fréquences d'observations sur l'année des houles de directions Ouest et Est sont les plus importantes.

On constate que la direction dominante est l'Ouest. La prépondérance de cette direction est plus nette pour le premier, deuxième et quatrième trimestre

Par contre, on distingue une légère diminution pendant la période d'été durant laquelle les houles de directions Est et Nord - Est dominent.

Tableau A.2 : Fréquences d'observation mensuelles par direction au large (1 mois = 100%)

Direction	W	N.W.	N	N.E	E
Janvier	39.0	18.0	14	9.0	20.0
février	48.9	17.9	10.4	7.5	15.3
mars	43.4	24.9	10.4	6.7	14.6
Avril	44.4	21.2	7.2	10.0	17.2
Mal	36,6	15.1	9.9	18.4	20.0
Juin	33.6	16,3	11.3	17.1	21.7
Juillet	22.0	18.7	13,4	21.4	24.5
Août	20.0	18.2	13.4	21.4	26.9
Septembre	199	17.8	13.5	16,0	32.9
Octobre	38.2	13.9	10,3	13.7	23.9
Novembre	53.3	26,0	5.6	4.7	10.5
Décembre	51.5	25.5	8.9	6.1	8.0

D'une manière générale, la répartition des houles dans l'année est assez régulière.

ANNEXE B

Plans relatifs aux variantes d'aménagement

2020/2021

ENSTP

ANNEXE B : Plans relatifs aux variantes d'aménagement

B.1. Introduction

Dans cette annexe nous allons exposé les diffrents plans prevus pour chaque variante avec leur senario respectif suivit des plans de dragage et deroctage prevue pour chaque approfondisssement.

B.2.Plan d'approfondissement a -11.50 m

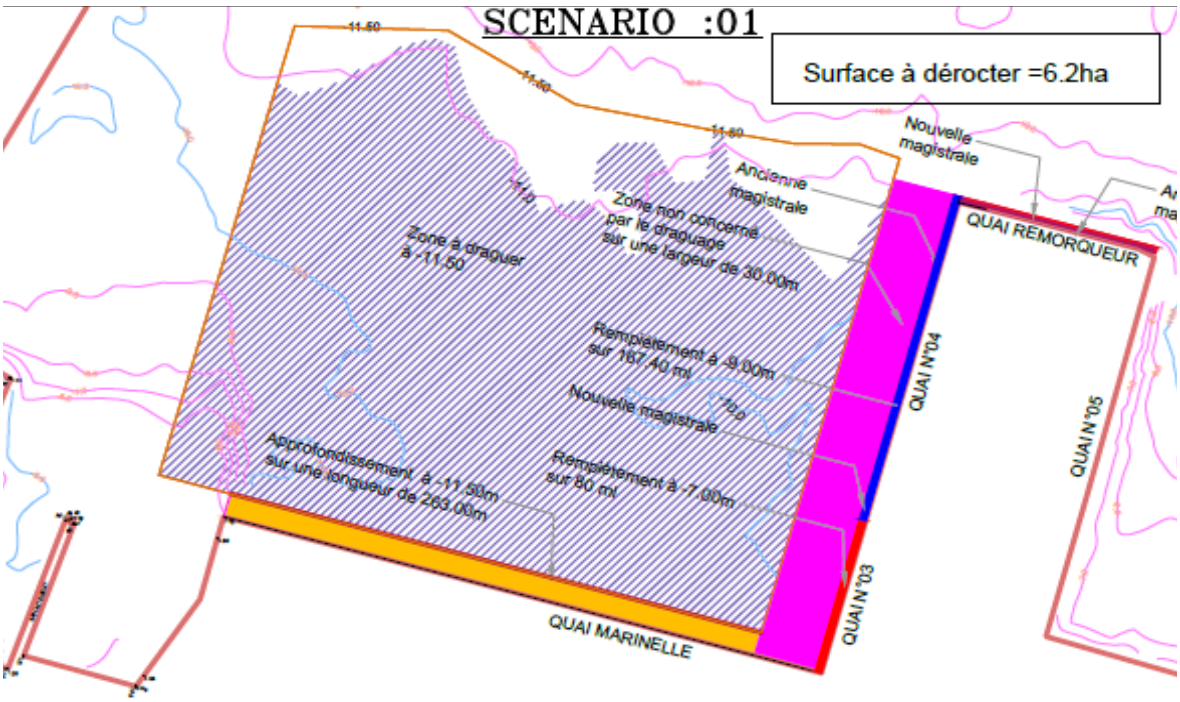


Figure B.2.1 : Plan de déroctage pour le scenario 1

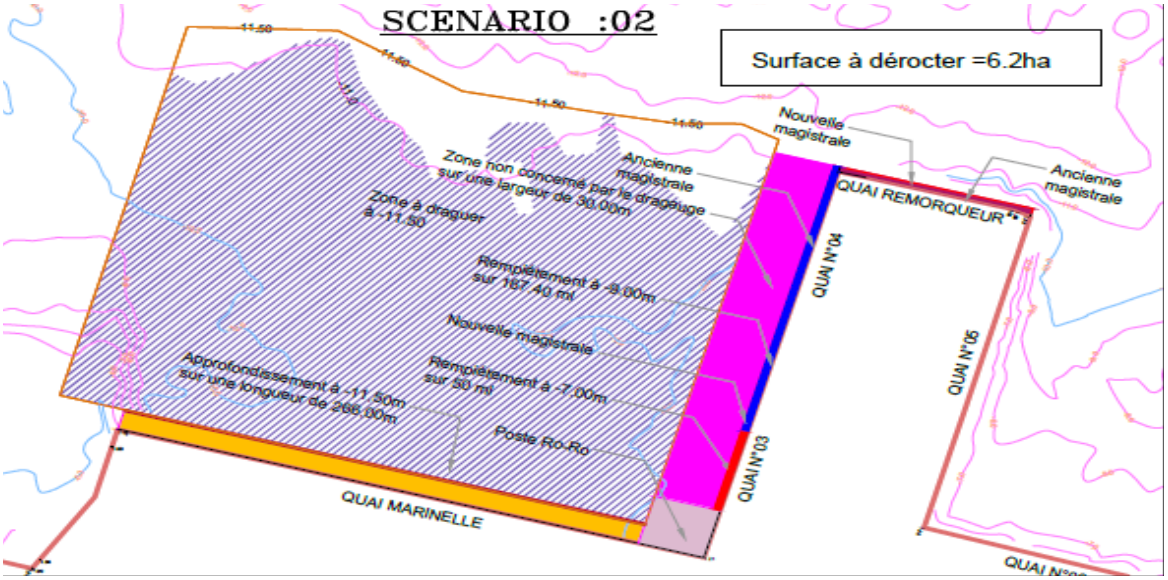


Figure B.2.2 : plan de déroctage pour le scenario 2

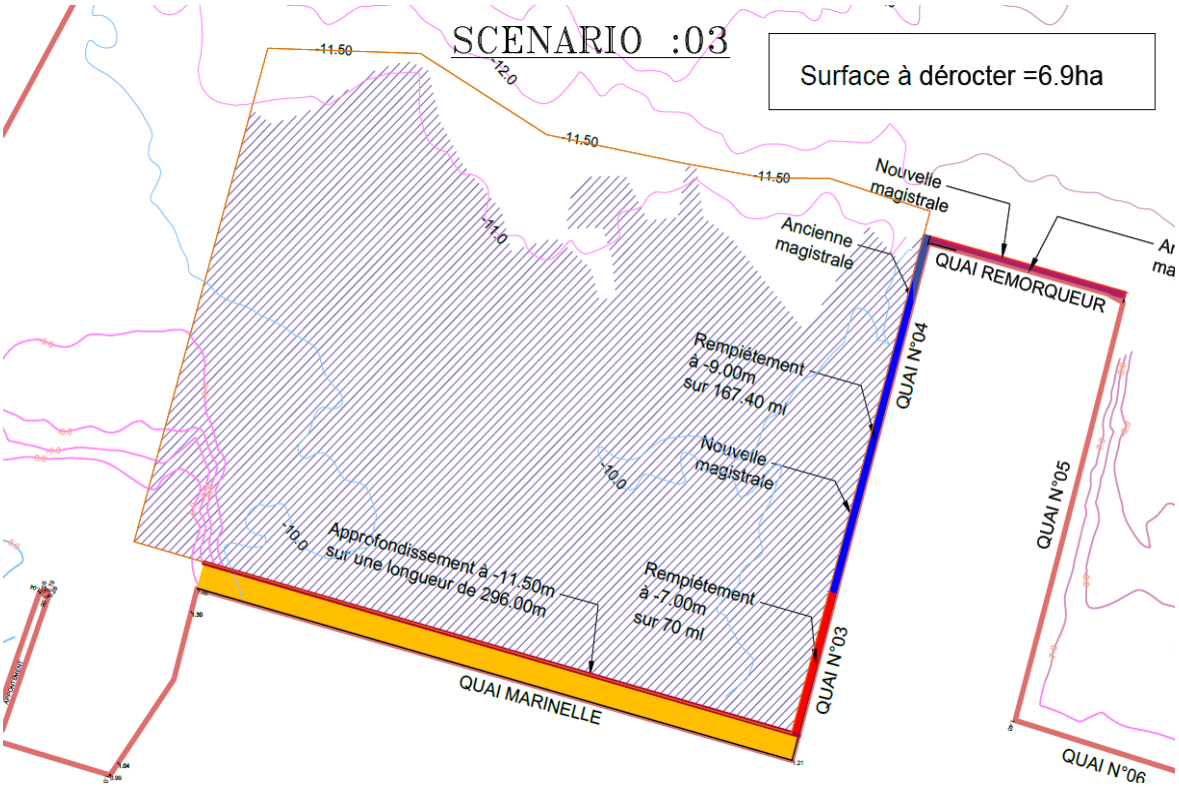


Figure B.2.3 : plan de déroctage pour le scenario 3

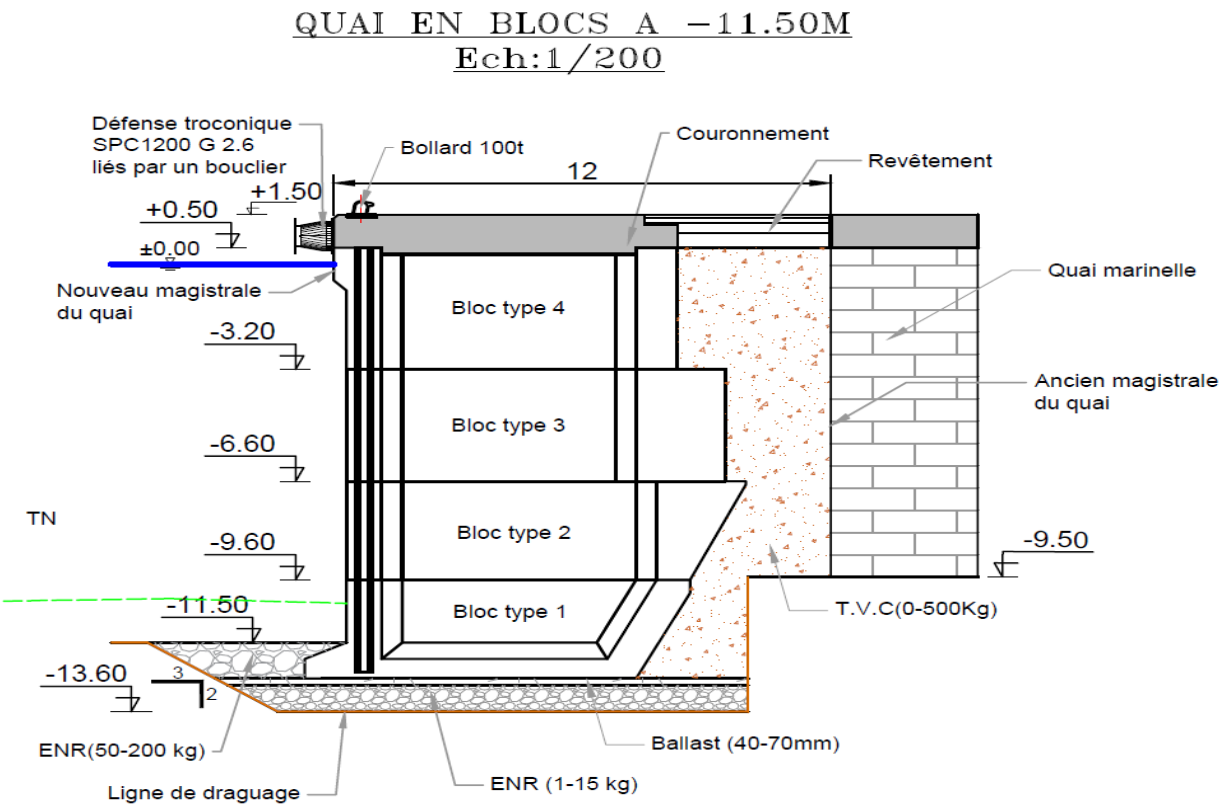


Figure B.2.4 : coupe quai en bloc a -11.50 m

B.3.Plan d'approfondissement du quai marinelle -13m

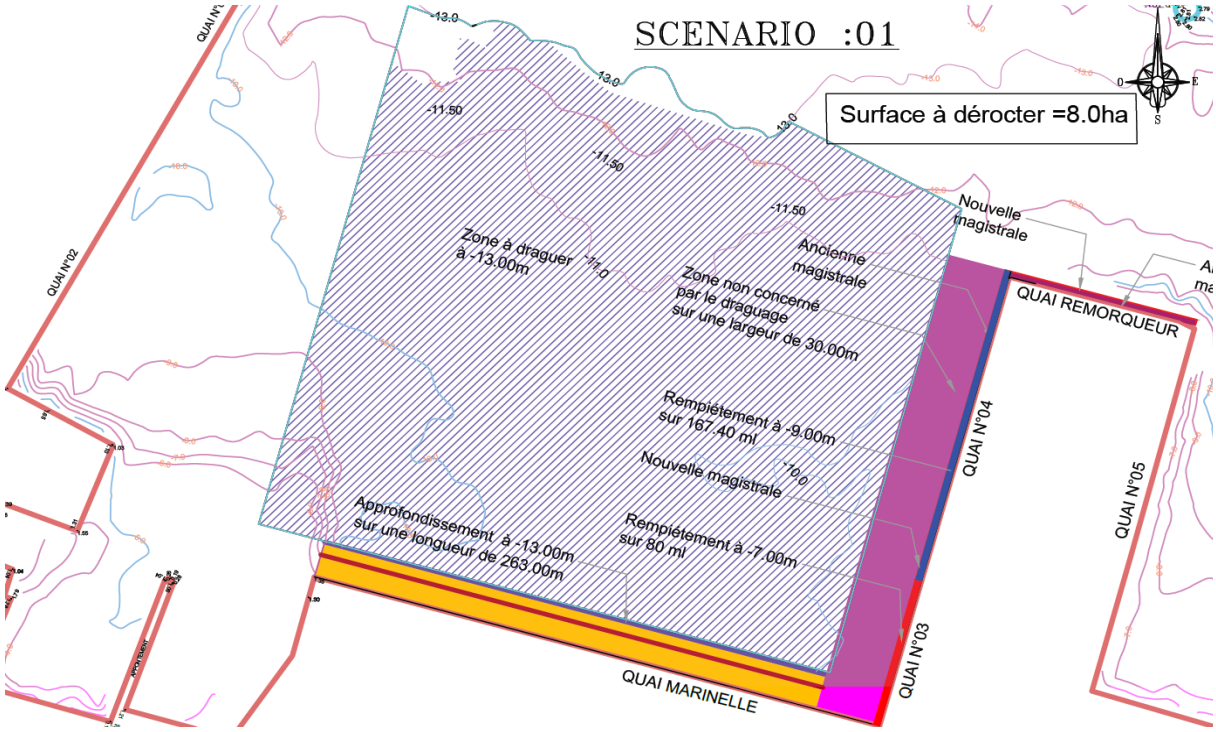


Figure B.3.1 : plan de déroctage pour le scenario 1

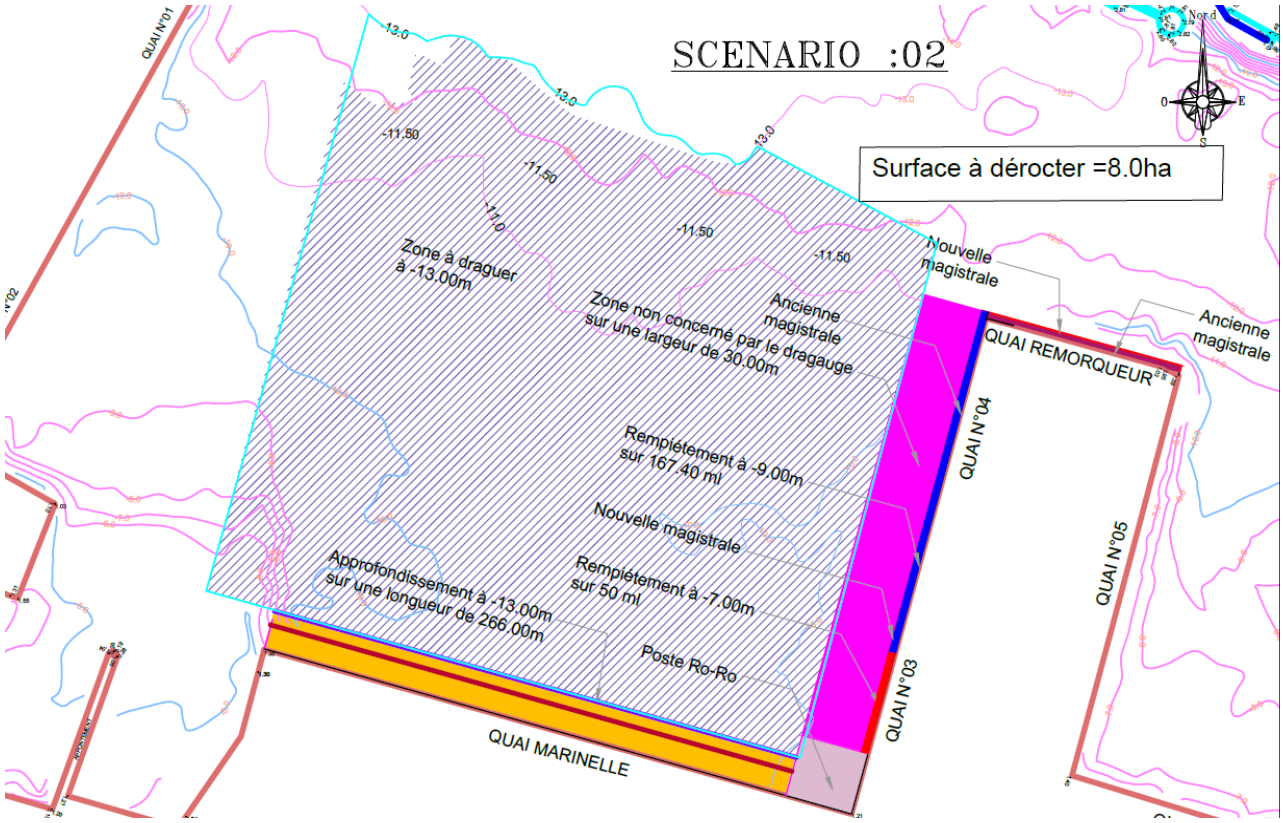


Figure B.3.2 : plan de déroctage pour le scenario 2

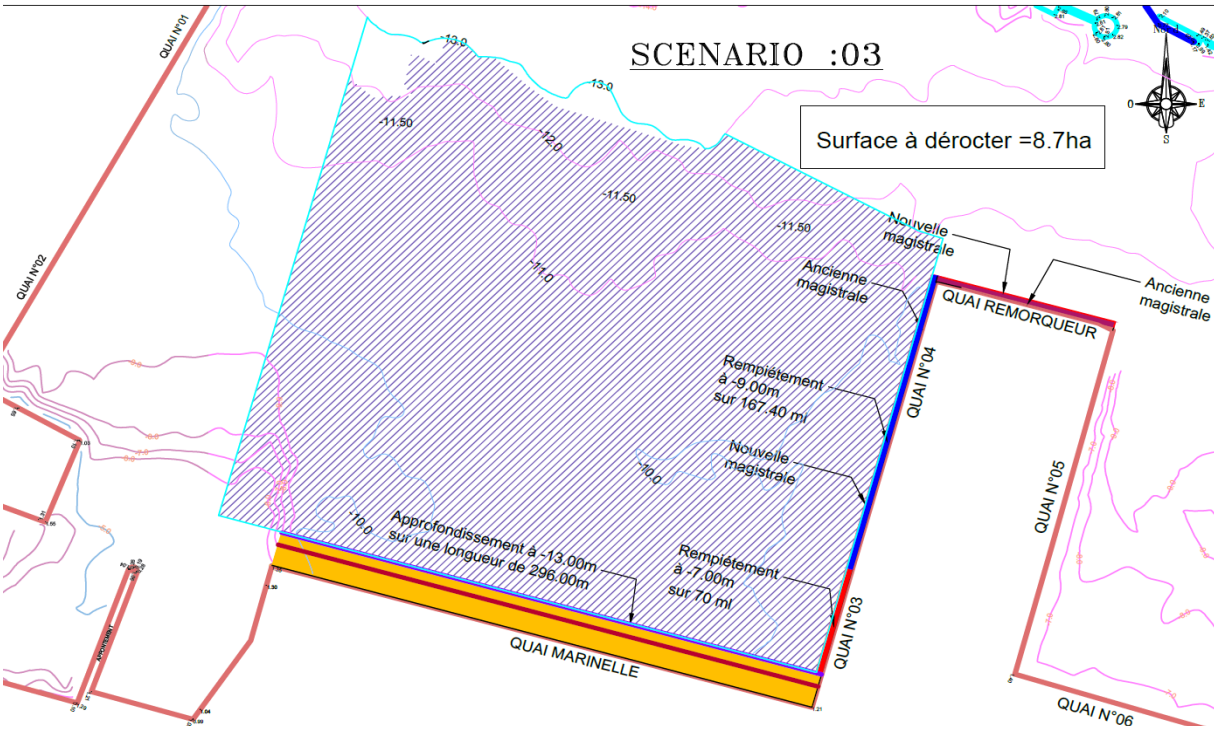


Figure B.3.3 : plan de déroctage pour le scenario 3

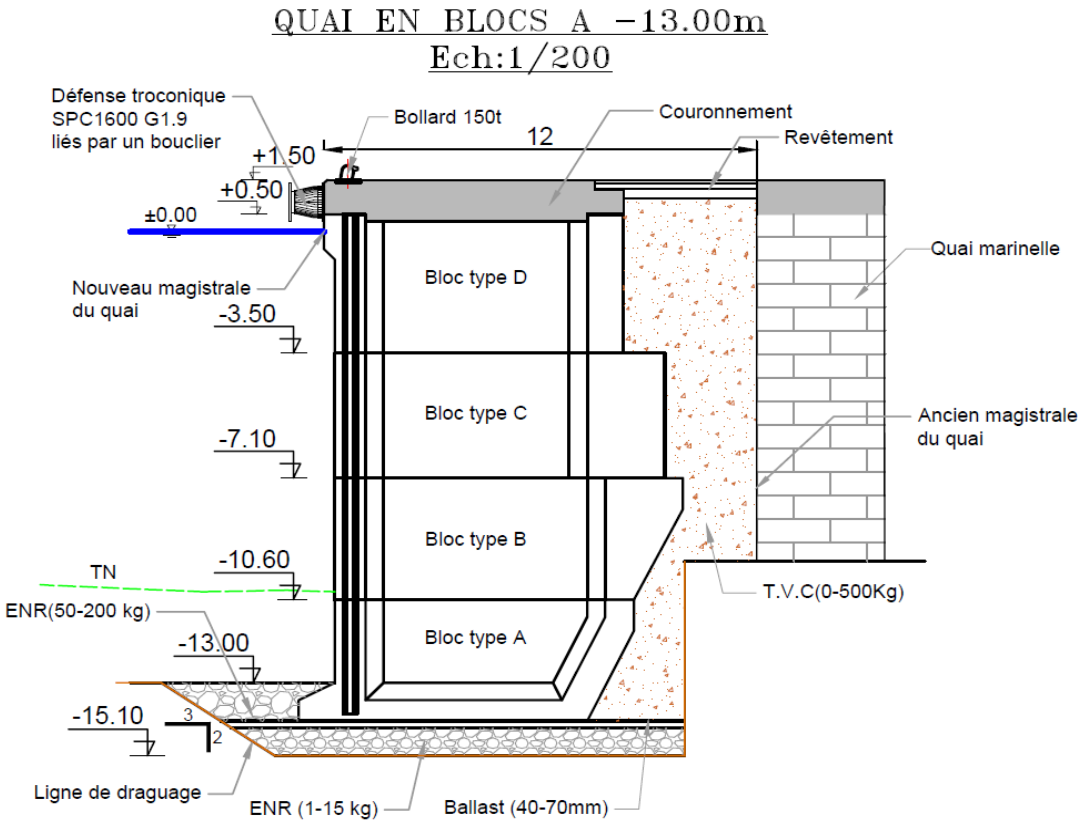


Figure B.3.4 : coupe quai en bloc a -13 m

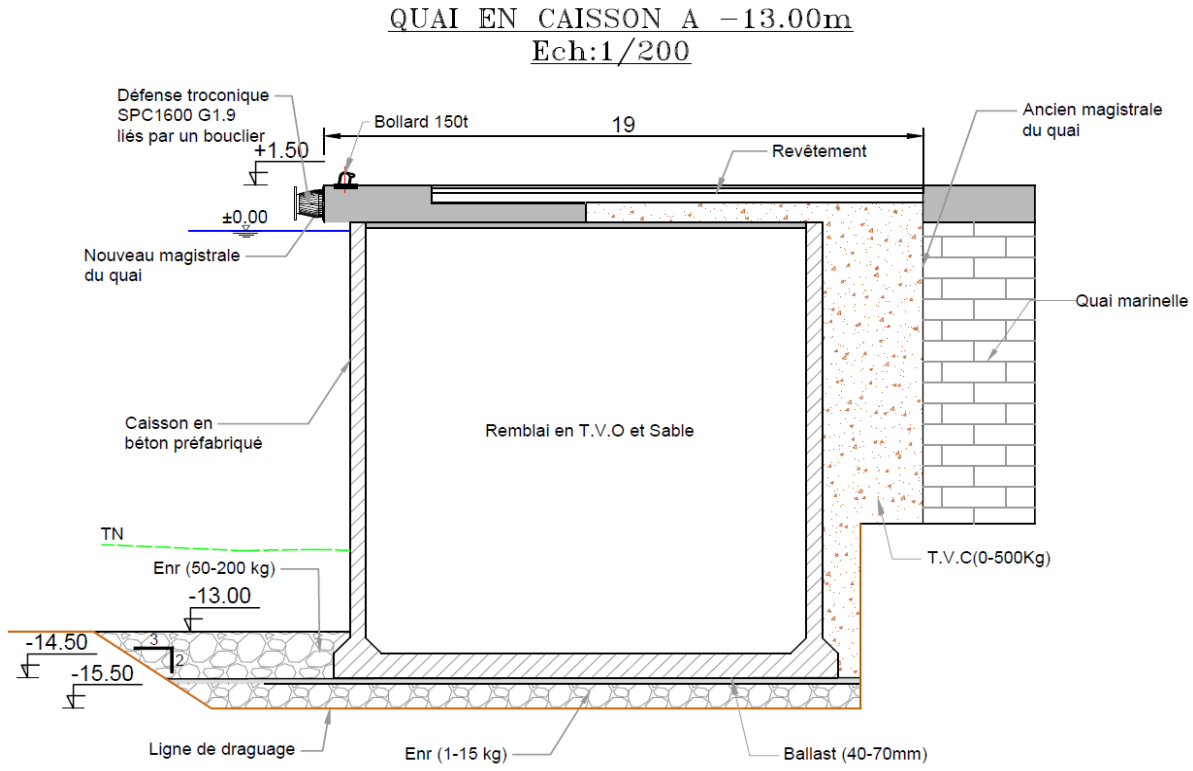


Figure B.3.5: coupe quai en caisson a -13 m

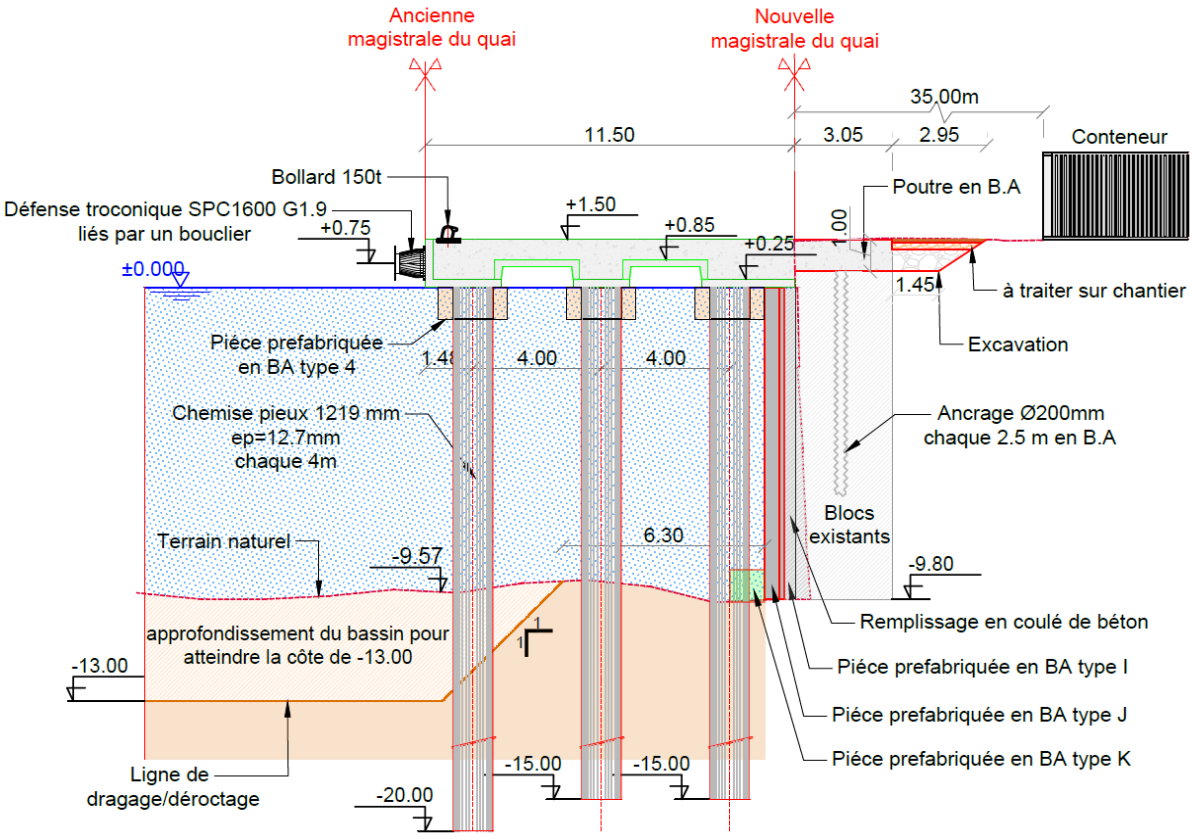


Figure B.3.6: profil pieux a -13 m

ANNEXE C

Dimensionnement du quais à -13.00m

2020/2021

ENSTP

ANNEXE C : Dimensionnement du quais à -13.00m

C.1. Introduction :

Nous exposerons les détails des calculs ainsi que les différents documents techniques utilisés pour le dimensionnement du quai à -13.00m.

C.2. Caractéristiques géométriques :

C.2.1. Bloc type 1 :

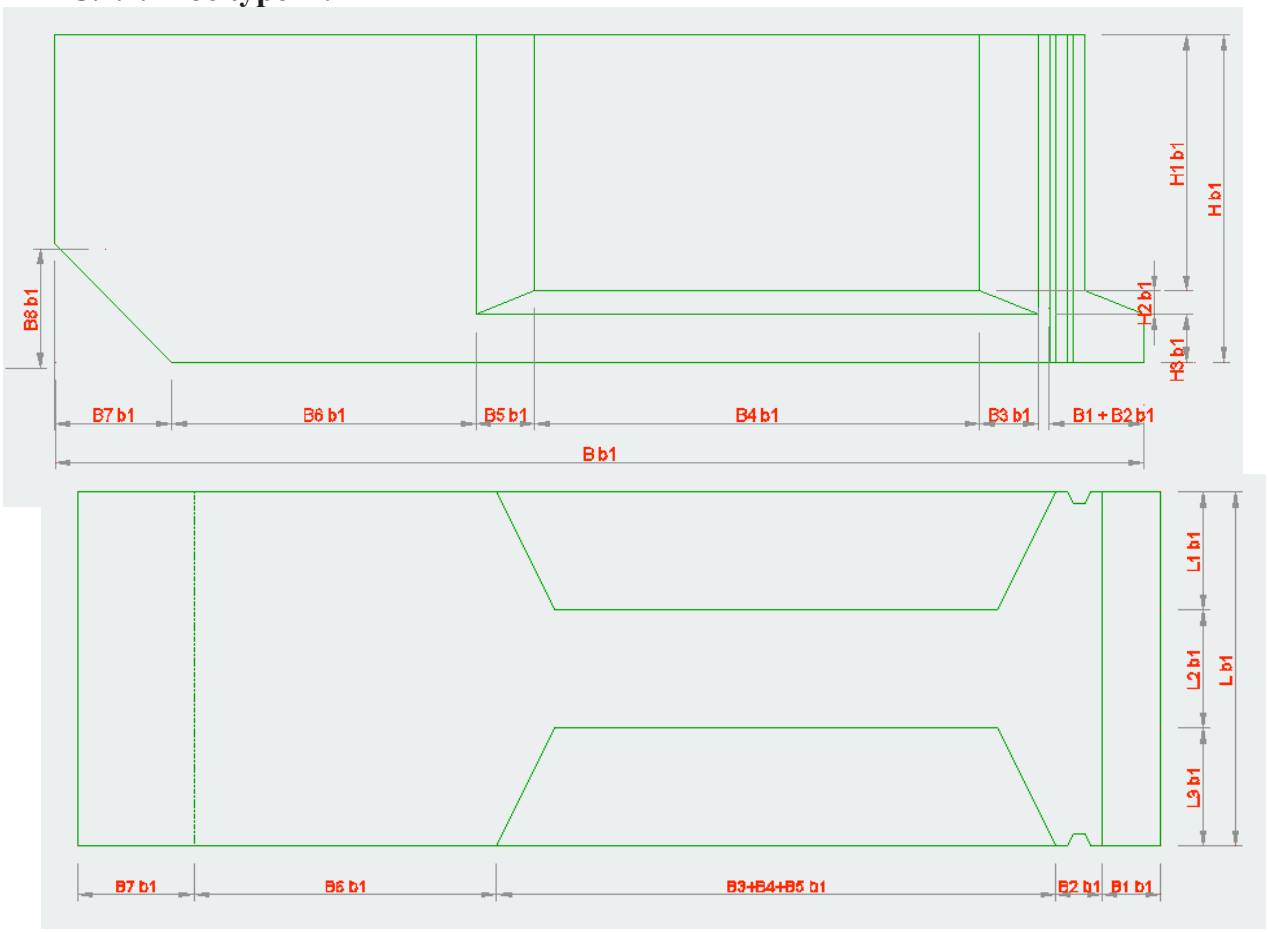


Figure C.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1

Tableau C.1 : Dimension du bloc I

H	**3,5**
H1	2,4
H2	0,6
H3	0,5
B	**9,3**
B1	1
B2	0,85
B3	0,5
B4	4,7
B5	0,25
B6	0,7
B7	1,3
B8	2,6
L	3
L1	1
L2	1
L3	1

C.2.2. Bloc type 2 :

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type II :

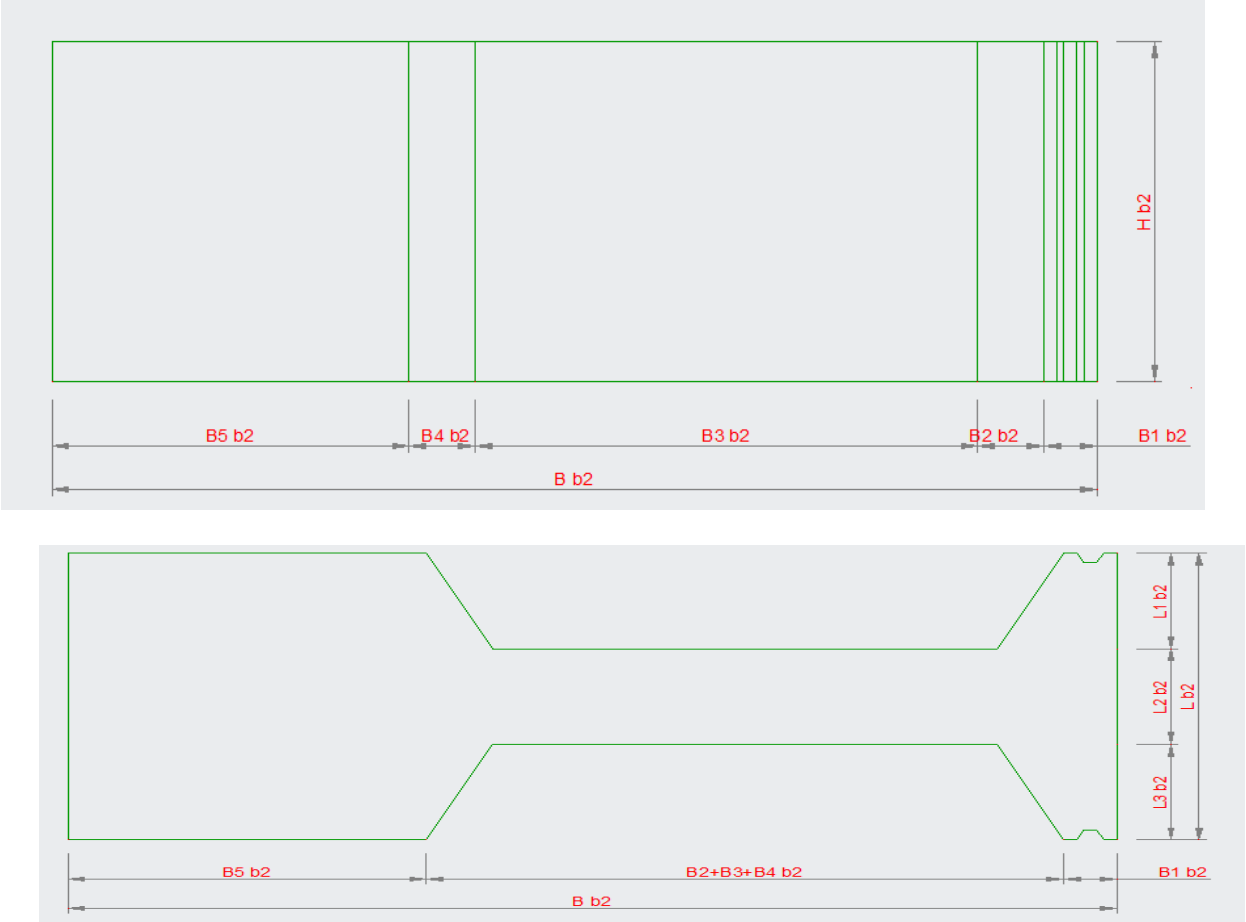


Figure C.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2

Tableau C.2. : Dimensions du bloc II

BLOC TYPE 2	H	3,5
	B	9,65
	B1	0,85
	B2	0,5
	B3	5,65
	B4	0,5
	B5	2,15
	L	3
	L1	1
	L2	1
	L3	1

C.2.3. Bloc type 3 :

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type III :

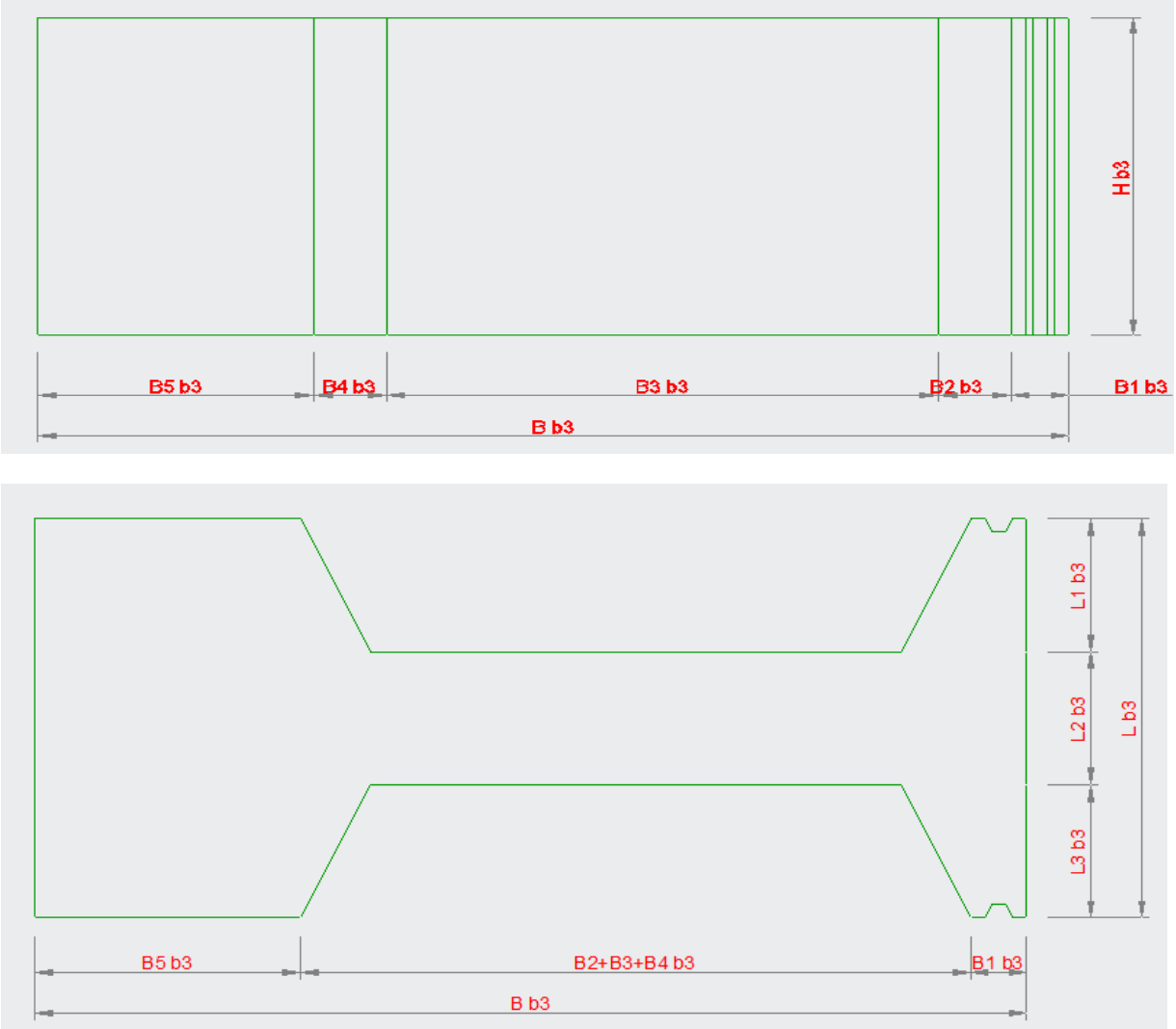


Figure C.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

Tableau C.3 : Dimension du bloc III

BLOC TYPE 3	H	3,6
	B	9,15
	B1	0,85
	B2	0,5
	B3	5,15
	B4	0,5
	B5	2,15
	L	3
	L1	1
	L2	1
	L3	1

C.2.4. Bloc type 4 :

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type IV :

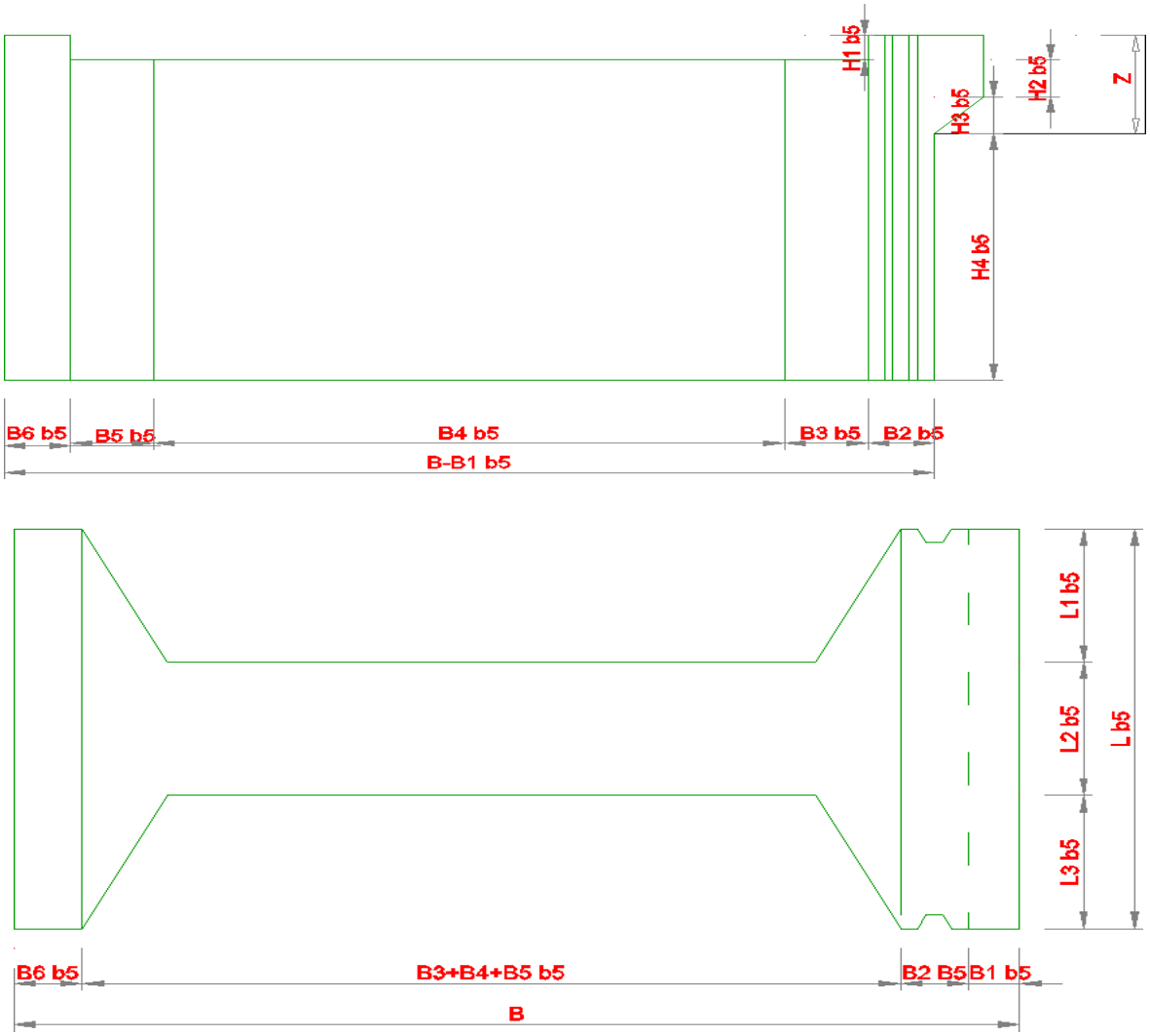


Figure C.4. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

Tableau C.4 : Dimension du bloc IV

BLOC TYPE 4	H	**4**
	H1	0,2
	H2	0,8
	H3	0,3
	H4	2,7
	Z	0,8
	B	**8,3**
	B1	0,3
	B2	0,85
	B3	0,5
	B4	5,15
	B5	0,5
	B6	1
	L	**3**
	L1	1
	L2	1
	L3	1

C.2.5. Poutre de couronnement :

Le schéma suivant montre la poutre de couronnement :

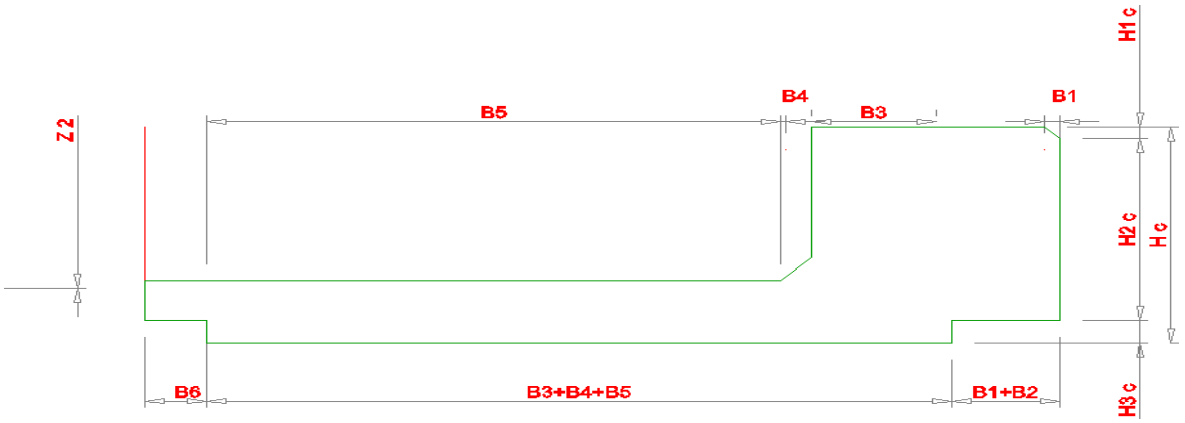
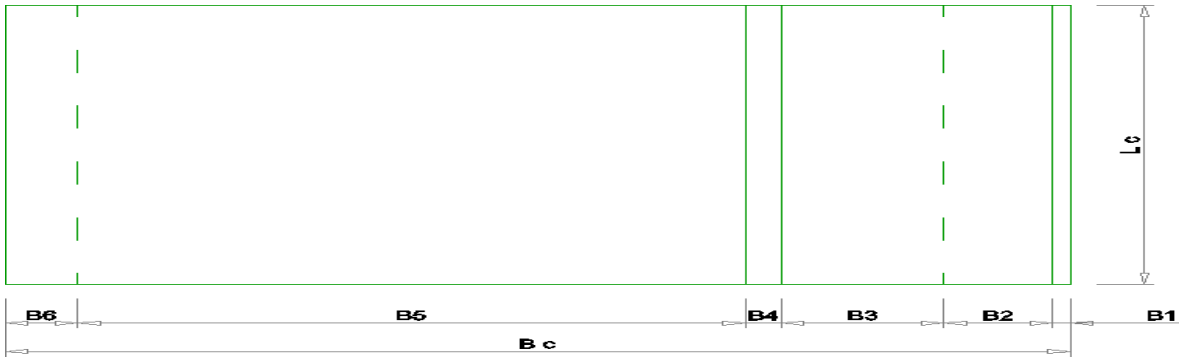


Figure C.5. Géométries de la poutre de couronnement

Nous avons décomposé la poutre en sections pour pouvoir calculer son volume comme suit



FigureC.6. La poutre décomposée en sections

Tableau C.5 : les dimensions de la poutre de couronnement :

Couronnement	H	**1,2**
	H1	0,1
	H2	0,9
	H3	0,2
	Z2	1,35
	B	**8,3**
	B1	0,3
	B2	0,85
	B3	0,5
	B4/Z3	5,15
	B5	0,5
	B6	1
	L	**3**