

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Etude de réalisation de l'abri de pêche
de Madagh dans la wilaya de
Ain Temouchent**

Présenté par :

**BARÇA Nihed
CHIBOUT Rym**

Encadré par :

**Mr. RAHMANI Douadi
Mr. MECHTI Nacereddine**

Promotion 2018 /2019

Remerciements

Nous tenons à remercier en premier lieu nos encadreur, M. Douadi RAHMANI et M. Nacereddine MECHTI, pour leur précieuse aide, le temps qu'ils nous ont consacré et les conseils qu'ils nous ont donné.

Nous remercions en particulier, Mme LOUANCHI Saliha et Mme Tamani KARAMOSTEFA, pour le temps qu'elles nous ont consacré durant notre stage. Nos plus vifs remerciements vont à M. Mohamed HAWAT et M. Lyas MEZIANE pour leur accueil chaleureux, leur gentillesse, leur patience et leur bonne humeur générale.

Nous remercions également tous les membres de l'équipe des départements Aménagement Portuaire et Suivi de Chantier du Laboratoire d'Etudes Maritimes pour leur accueil et leurs conseils avisés.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, en particulier M. Mohamed LERARI et Mme Mahdia MEHYAOUI qui ont marqué notre cursus.

*À nos parents,
nos familles,
nos amis et à toutes les personnes qui nous ont soutenus*

ملخص

في إطار سعينا للحصول على شهادة مهندس دولة في الأشغال العامة، اخترنا كموضوع لمذكرتنا الهندسة الساحلية والبحرية حيث عملنا على دراسة تنفيذ ميناء صيد جديد على مستوى ساحل عين تموشنت والذي اقترحه مختبر الدراسات البحرية.

يهدف عملنا المتواضع إلى مراجعة أساسيات الأعمال البحرية من خلال مشروع ميناء مداغ ودراسة المراحل المختلفة في تصميم وبناء الميناء. يعتمد عملنا على ثلاثة محاور رئيسية تمثلت في جمع البيانات والمعلومات العامة عن البيئة البحرية والهياكل البحرية والبيانات العامة المتعلقة بمنطقة الدراسة (الأرصاء الجوية والبحرية والجيوتقنية) بالإضافة إلى توضيح احتياجات المشروع وتحديد أبعاد حواجز الأمواج والأرصفة بعد اختيار اقتراح تخطيطي واحد من أصل اثنين سبق أن صممناها.

عقب ذلك مباشرة استكملنا جميع عمليات التحقق من ركيزة واستقرار البنية وفي آخر المطاف ختمنا عملنا بدراسة التأثير البيئي للميناء وفقاً للإطار القانوني الجزائري نظراً لاعتبار هذا الهيكل القاعدي منشأً دخيل على بيئة المنطقة.

في سياق آخر وضمن سعينا للحصول على درجة الماستر، فقد تم تخصيص فصل كامل لموضوع البحث الخاص بأمراض الهياكل البحرية، حيث سلطنا الضوء على أكثر الاضطرابات انتشاراً والمنهجية التي يجب اتباعها من أجل التمكن من تشخيص وإصلاح الهياكل التالفة.

الكلمات الأساسية : مرسى ميناء؛ أمواج؛ حوض السفن؛ ثبات؛ منشآت حماية..

Résumé

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

Nous avons travaillé sur l'étude d'aménagement d'un nouvel abri de pêche à Madagh, sur la côte d'Ain Temouchent, proposée par le Laboratoire d'Études Maritimes.

Ce modeste travail a pour objectif de passer en revue les bases des travaux maritimes et d'examiner les différentes étapes de la conception et de la construction d'un port. Pour ce faire, nous avons commencé par la collecte des données et informations générales sur l'environnement marin et les structures maritimes, suivie par la collecte de données générales relatives à la zone d'étude (météorologique, océanographique et géotechnique) et l'élaboration des besoins du projet. Ensuite, lors d'un avant-projet sommaire et sur la base d'une analyse technico-économique, nous avons choisi une variante structurelle à étudier en avant-projet détaillé pour aboutir au dimensionnement des ouvrages de protections (jetées) et des ouvrages d'accostage (quais et appontements).

Notre travail a été conclu par une étude d'impact sur l'environnement conforme au cadre juridique algérien, et ce, afin de tenir en compte de l'effet de la construction et exploitation du port sur son environnement et de proposer des solutions pour le réduire.

En parallèle, pour l'obtention du diplôme de Master, un chapitre a été consacré à une recherche portant sur les pathologies des ouvrages maritimes. Nous avons exposé, à travers cela, les dégradations les plus répandues et les méthodologies à suivre pour le diagnostic, la réparation et la protection des ouvrages endommagés.

Mots clés : abri de pêche, houle, jetée, quai, appontement, stabilité.

Abstract

As part of the obtention of our State Engineer Degree in Public Works, we chose coastal and maritime engineering as theme of our diploma thesis.

We worked on the study of the implementation of the new fishing harbour in Madagh on the coast of Ain Temouchent which was proposed by the Laboratory of Maritime Studies.

This modest work aims to review the basics of marine works and to examine the various stages of the design and construction of a harbour. To do this, we started with the gathering of general data and information on the marine environment and structures, followed by the collection of general data related to the study area (meteorological, oceanographic and geotechnical) and the development of the project requirements. Then, in a preliminary draft summary and on the basis of a technical-economic analysis, we chose a structural variant to study in detailed preliminary draft in order to reach the dimensioning of the protective structures (dykes) and docking structures (docks and wharves).

Our work was concluded by an environmental impact study according to the Algerian legal framework in order to take into consideration the effect of the construction and operation of the harbour on its environment and to propose solutions to reduce it.

At the same time, for the graduation of the Master's degree, a chapter was devoted to a research on the pathologies of maritime works. Through this, we have exposed the most widespread degradation and the methodologies to be followed for the diagnosis, repair and protection of damaged structures.

Key words: fishing harbour, wave, dyke, dock, wharf, stability,

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.....	14
Figure I.1. Propagation de la houle.....	14
Figure I.2. Variation du niveau de mer.....	15
Figure I.3. Oscillation des eaux en bassin fermé « La seiche ».....	15
CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	18
Figure II.1. Type de bouée d’amarrage au large.....	20
Figure II.2. Coupe-type d'une digue à talus.....	21
Figure II.3. Coupe-type d'une digue verticale	22
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	25
Figure III.1. Rose des vents de la wilaya de Ain Temouchent.....	27
Figure III.2. Zone d'observation des navires	28
Figure III.3. Carte de zonage sismique du territoire national	29
CHAPITRE IV : Etude d’aménagement.	32
Figure IV.1. Plan de masse de la variante 1 d’aménagement.....	35
Figure IV.2. Plan de masse de la variante 2 d’aménagement.....	36
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	40
Figure V.1. Sollicitations du couronnement.....	53
Figure V.2. Schéma statique du couronnement.....	54
Figure V.3. Schéma de ferrailage du mur de couronnement de la jetée principale.....	55
Figure V.4. Schéma de ferrailage du mur de couronnement de la jetée secondaire.....	56
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	58
Figure VI.1. Vue en coupe du quai en bloc à -3.90m.....	59
Figure VI.2. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m (efforts horizontaux).....	72
Figure VI.3. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de G (1er cas).....	73
Figure VI.4. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de Q (1er cas).....	73
Figure VI.5. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de G (2ème cas)	73
Figure VI.6. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de Q (2ème cas)	73
Figure VI.7. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de G (3ème cas)	74
Figure VI.8. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l’influence de Q (3ème cas)	74
Figure VI.9. Coupe transversale de l’apponnement à -2.90m	75

Figure VI.10. Vue en plan, coupes transversales et longitudinales de la prédalle de l'appontement.....	79
Figure VI.11. Modélisation de la prédalle par Robot Structural Analysis	80
Figure VI.12. Transformation de BELAZOUGUI.....	80
Figure VI.13. Schéma statique de la poutre d'appui	81
Figure VI.14. Section de la poutre de rive (1ère phase).....	81
Figure VI.15. Schéma statique de la poutre de rive (1ère phase).....	81
Figure VI.16. Section de la poutre de rive (2ème phase)	82
Figure VI.17. Schéma statique de la poutre de rive (2ème phase)	82
Figure VI.18. Coupe longitudinale du chevêtre	83
Figure VI.19. Section transversale du chevêtre (1ère phase)	84
Figure VI.20. Schéma statique du chevêtre (1ère phase)	84
Figure VI.21. Section transversale du chevêtre (2ème phase)	85
Figure VI.22. Schéma statique du chevêtre (2 ^{ème} phase).....	85
Figure VI.23. Section du portique	86
Figure VI.24. Schéma statique du portique	87
Figure VI.25. Vue en coupe et en plan de la semelle	87
Figure VI.26. Schéma statique de la semelle.....	88
CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	90
Figure VII.1. Localisation de la zone de projet	91
ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.	101
Figure B.1. Lignes isobathes résultantes de la digitalisation.....	102
Figure B.1. Côte méditerranée - Côte Algériennes d'ARZEW au CAP FIGALO (Echelle 1/100.000)	102
ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	109
Figure D.1. Abaque de correction due au poids	111
Figure D.2. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $dsH'0 = 0$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)	111
Figure D.3. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $dsH'0 = 0.45$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)	112
Figure D.4. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $dsH'0 = 0.8$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)	112
Figure D.5. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $dsH'0 = 2$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)	113
Figure D.6. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $dsH'0 = 2.00$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)	113
Figure D.7. Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle	114
Figure D.8. Coupe transversale du profil musoir de la jetée principale	114

Figure D.9. Coupe transversale 1 du profil courant de la jetée principale	115
Figure D.10. Coupe transversale 1 du profil enracinement de la jetée principale.....	115
Figure D.11. Coupe transversale 2 du profil courant de la jetée principale	115
Figure D.12. Coupe transversale 2 du profil enracinement de la jetée principale.....	116
Figure D.13. Coupe transversale du profil musoir de la jetée secondaire	116
Figure D.14. Coupe transversale du profil enracinement de la jetée secondaire.....	116
Figure D.15. Coupe transversale du profil courant de la jetée secondaire	116
Figure D.16. Sections des murs de couronnement des essais de Jensen, Bradbury et al.	117
Figure D.17. Schéma statique du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	117
Figure D.18. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	117
Figure D.19. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	117
Figure D.20. Tableau des efforts internes du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	118
Figure D.21. Schéma statique du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)	118
Figure D.22. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale).....	118
Figure D.23. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant (jetée principale).....	118
Figure D.24. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale).....	118
Figure D.25. Schéma statique du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)	118
Figure D.26. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale).....	119
Figure D.27. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale).....	119
Figure D.28. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale).....	119
Figure D.29. Schéma statique du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire)	119
Figure D.30. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire).....	119
Figure D.31. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire).....	119
Figure D.32. Tableau des efforts internes du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire).....	119

Figure D.33. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire).....	120
Figure D.35. Schéma statique du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)	120
Figure D.36. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire).....	120
Figure D.37. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)	120
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -3.90m.	130
Figure F.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1	130
Figure F.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2	130
Figure F.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3	131
Figure F.4. Vue en élévation du couronnement.....	131
Figure F.5. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale.....	132
Figure F.6. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale	132
Figure F.7. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale	132
Figure F.8. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)	133
Figure F.9. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)	133
Figure F.10. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)	133
Figure F.11. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1 ^{er} cas)	133
Figure F.12. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1 ^{er} cas)	133
Figure F.13. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1 ^{er} cas)	133
Figure F.14. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2 ^{ème} cas)	133
Figure F.15. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2 ^{ème} cas)	134
Figure F.16. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2 ^{ème} cas)	134
Figure F.17. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2 ^{ème} cas) (moment fléchissant maximal en travée)	134
Figure F.18. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2 ^{ème} cas)	134

Figure F.19. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2 ^{ème} cas)	134
Figure F.20. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2 ^{ème} cas)	134
Figure F.21. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3 ^{ème} cas)	134
Figure F.22. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3 ^{ème} cas)	135
Figure F.23. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3 ^{ème} cas)	135
Figure F.24. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3 ^{ème} cas)	135
Figure F.25. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3 ^{ème} cas)	135
Figure F.26. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3 ^{ème} cas)	135
ANNEXE G : Dimensionnement des quais à -2.90m.	139
Figure G.1. Vue en coupe du quai en bloc à -2.90m	139
Figure G.2. Vue en élévation et en plan du bloc type A.....	140
Figure G.3. Vue en élévation et en plan du bloc type B.....	140
Figure G.4. Vue en élévation du couronnement.....	141
ANNEXE H : Dimensionnement des appontements.	153
Figure H.1. Moment fléchissant de la prédalle selon x	153
Figure H.2. Modélisation de la prédalle	153
Figure H.3. Moment fléchissant de la prédalle selon y	154
Figure H.4. Effort tranchant de la prédalle selon x	154
Figure H.5. Effort tranchant de la prédalle selon y	154
Figure H.7. Diagramme des moments fléchissant de la poutre d'appui.....	156
Figure H.8. Diagramme des efforts tranchant de la poutre d'appui	156
Figure H.6. Schéma statique de la poutre d'appui.....	156
Figure H.9. Schéma statique de la poutre de rive (1 ^{ère} phase).....	157
Figure H.10. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (1 ^{ère} phase)....	157
Figure H.11. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (1 ^{ère} phase)	157
Figure H.12. Schéma statique de la poutre de rive (2 ^{ème} phase).....	158
Figure H.13. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (2 ^{ème} phase)	158
Figure H.14. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (2 ^{ème} phase)...	158
Figure H.15. Schéma statique du chevêtre (1 ^{ère} phase)	161
Figure H.16. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (1 ^{ère} phase).....	161
Figure H.17. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (1 ^{ère} phase)	161

Figure H.18. Schéma statique du chevêtre (2 ^{ème} phase)	161
Figure H.19. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (2 ^{ème} phase).....	162
Figure H.20. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (2 ^{ème} phase)	162
Figure H.21. Diagramme des efforts tranchant du portique	165
Figure H.22. Schéma statique du portique	165
Figure H.23. Diagramme des efforts normaux du portique.....	165
Figure H.24. Diagramme des moments fléchissant du portique.....	165
Figure H.25. Schéma statique de la semelle	166
Figure H.26. Diagramme des efforts tranchant de la semelle	167
Figure H.27. Diagramme des moments fléchissant de la semelle	167

Liste des photos

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	18
Photo II.1. Port d'Oran	18
Photo II.2. Port de pêche et de plaisance Stora wilaya de Skikda.....	21
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	25
Photo III.1. Site de projet.....	25
Photo III.2. Plan de situation du projet.....	26
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	40
Photo V.1. Modèle réduit physique du port de pêche de Madagh réalisé par le LEM....	51
ANNEXE E : Modèle réduit physique.....	122
Photo E.1. Variante d'aménagement de l'étude APS	123
Photo E.2. Jetée principale de la variante APS avant essai	124
Photo E.3. Disparition presque totale des BCR au niveau de l'enracinement ainsi que le tapis en TVC après les essais	124
Photo E.4. Propagation de la houle tout au long de la jetée principale	125
Photo E.5. Chute de BCR au niveau du musoir jugée peu importante.....	125
Photo E.6. Franchissement important de l'enracinement de la jetée principale	125

Liste des tableaux

CHAPITRE MASTER : Pathologies des ouvrages portuaires	3
Tableau M.1. Dégradations communes des mur poids en maçonnerie	4
Tableau M.2. Dégradations communes aux rideaux de palplanche	5
Tableau M.3. Dégradations communes aux quais sur pieux	5
Tableau M.4. Dégradations communes aux quais en caisson	6
Tableau M.5. Dégradations communes des digues à talus	6
Tableau M.6. Classes d'exposition en milieu marin	8
Tableau M.7. Moyens de contrôles selon domaine	11
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	25
Tableau III.1. Directions des houles dominantes	28
Tableau III.2. Caractéristiques des houles extrêmes au large (SSMO –région Ouest Algérie).....	29
Tableau III.3. Coefficient d'accélération de zone A	29
Tableau III.4. Hypothèses géotechniques.....	30
Tableau III.5. Caractéristiques des embarcations.....	30
CHAPITRE IV : Etude d'aménagement.	32
Tableau IV.1. Besoins en termes de linéaire : quais.....	33
Tableau IV.2. Besoins en termes de surface : terre-plein.....	34
Tableau IV.3. Récapitulatif des houles moyennes à la profondeur de -5m.....	37
Tableau IV.4 Récapitulatif des valeurs du coefficient d'agitation	37
Tableau IV.5. Comparaison des variantes	38
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	40
Tableau V.1. Matériaux constituant les jetées	41
Tableau V.2. Poids des blocs de carapace de la jetée principale.....	42
Tableau V.3. Épaisseurs de la carapace de la jetée principale	42
Tableau V.4. Nombre de blocs de carapace de la jetée principale	42
Tableau V.5. Choix de l'abaque à utiliser pour la détermination de la hauteur du Run-Up	44
Tableau V.6. Hauteurs de berme de la jetée principale	44
Tableau V.7. Largeurs de berme de la jetée principale	44
Tableau V.8. Poids du filtre de la jetée principale.....	45
Tableau V.9. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale	45
Tableau V.10. Épaisseurs du filtre de la jetée principale	45
Tableau V.11. Poids du noyau de la jetée principale.....	46
Tableau V.12. Poids de la butée de pieds de la jetée principale.....	47
Tableau V.13. Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale.....	47

Tableau V.14. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)	48
Tableau V.15. Vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)	48
Tableau V.16. Poids des blocs de carapace de la jetée secondaire.....	48
Tableau V.17. Épaisseurs de la carapace de la jetée secondaire	48
Tableau V.18. Nombre de blocs de carapace de jetée secondaire	48
Tableau V.19. Hauteurs de berme de la jetée secondaire	49
Tableau V.20. Largeurs berme de la jetée secondaire	49
Tableau V.21. Poids du filtre de la jetée secondaire	49
Tableau V.22. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée secondaire	49
Tableau V.23. Épaisseurs du filtre de la jetée secondaire	49
Tableau V.24. Poids du noyau de la jetée secondaire	50
Tableau V.25. Poids de la butée de pieds de la jetée secondaire.....	50
Tableau V.26. Épaisseurs de la butée de pieds de la jetée secondaire	50
Tableau V.27. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire) ...	50
Tableau V.28. Vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire).....	50
Tableau V.29. Caractéristiques finales de la jetée principale.....	52
Tableau V.30. Caractéristiques finales de la jetée secondaire.....	52
Tableau V.31. Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement.....	52
Tableau V.32. Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement.....	53
Tableau V.33. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale ...	54
Tableau V.34. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée secondaire ..	54
Tableau V.35. Efforts internes maximaux du couronnement.....	54
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	58
Tableau VI.1. Hypothèses géotechniques.....	58
Tableau VI.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1	60
Tableau VI.3. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2	60
Tableau VI.4. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3	60
Tableau VI.5. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement	60
Tableau VI.6. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements	61
Tableau VI.7. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 1	61
Tableau VI.8. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 2	61
Tableau VI.9. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement	61
Tableau VI.10. Poussée des terres sur le quai à -3.90m (cas statique).....	63
Tableau VI.11. Poussée des terres sur le quai à -3.90m (cas dynamique).....	63

Tableau VI.12. Poussée due aux surcharges sur le quai à -3.90m (cas statique)	63
Tableau VI.13. Poussée due aux surcharges sur le quai à -3.90m (cas dynamique)	64
Tableau VI.14. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -3.90m	64
Tableau VI.15. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -3.90m par mètre linéaire	65
Tableau VI.16. Valeurs des coefficients de sécurité	66
Tableau VI.17. Efforts appliqués sur le quai à -3.90m (cas statique).....	66
Tableau VI.18. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -3.90m (cas statique)	67
Tableau VI.19. Capacité portante du sol de fondation du quai à -3.90m (cas statique)..	67
Tableau VI.20. Efforts appliqués sur le quai à -3.90m (cas dynamique)	68
Tableau VI.21. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -3.90m (cas dynamique).....	68
Tableau VI.22. Capacité portante du sol de fondation du quai à -3.90m (cas dynamique)	68
Tableau VI.23. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas statique).	69
Tableau VI.24. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas dynamique)	69
Tableau VI.25. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -3.90m (cas statique)	70
Tableau VI.26. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas dynamique)	70
Tableau VI.27. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -3.90m (cas statique)	71
Tableau VI.28. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -3.90m (cas dynamique).....	71
Tableau VI.29. Efforts internes (horizontaux) du couronnement du quai à -3.90m.....	72
Tableau VI.30. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -3.90m	72
Tableau VI.31. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)	73
Tableau VI.32. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1er cas)	73
Tableau VI.33. Efforts internes du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2ème cas)	73
Tableau VI.34. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)	73
Tableau VI.35. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)	74
Tableau VI.36. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)	74
Tableau VI.37. Combinaisons de charge du couronnement du quai à -3.90m.....	74

Tableau VI.38. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -3.90m.....	74
Tableau VI.39. Armatures transversales du couronnement du quai à -3.90m.....	74
Tableau VI.40. Valeurs des caractéristiques géométriques de l'appontement.....	75
Tableau VI.41. Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)	77
Tableau VI.42. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas statique)	77
Tableau VI.43. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas statique) .	77
Tableau VI.44. Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique)	78
Tableau VI.45. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas dynamique).....	78
Tableau VI.46. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas dynamique)	78
Tableau VI.47. Caractéristiques du béton utilisé pour les éléments de l'appontement...	78
Tableau VI.48. Caractéristiques de l'acier utilisé pour les éléments de l'appontement..	79
Tableau VI.49. Efforts agissant sur la prédalle	80
Tableau VI.50. Efforts internes de la prédalle.....	80
Tableau VI.51. Armatures longitudinales de la prédalle	80
Tableau VI.52. Efforts internes de la poutre d'appui	81
Tableau VI.53. Armatures longitudinales et transversales de la poutre d'appui.....	81
Tableau VI.54. Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (1 ^{ère} phase)	82
Tableau VI.55. Efforts internes de la poutre d'appui (torsion) (1 ^{ère} phase)	82
Tableau VI.56. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (1 ^{ère} phase)	82
Tableau VI.57 Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (2 ^{ème} phase)	83
Tableau VI.58. Efforts internes de la poutre de rive (torsion) (2 ^{ème} phase)	83
Tableau VI.59. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2 ^{ème} phase)	83
Tableau VI.60. Efforts agissant sur le chevêtre (1 ^{ère} phase)	84
Tableau VI.61. Efforts internes du chevêtre (1 ^{ère} phase)	84
Tableau VI.62. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (1 ^{ère} phase)	84
Tableau VI.63. Efforts agissant sur le chevêtre (2 ^{ème} phase)	85
Tableau VI.64. Efforts internes du chevêtre (2 ^{ème} phase)	85
Tableau VI.65. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (2 ^{ème} phase)	85
Tableau VI.66. Efforts verticaux agissant sur le portique	86
Tableau VI.67. Efforts horizontaux agissant sur le portique et leur moments réduits à la tête des piles	86
Tableau VI.68. Efforts internes du portique	87
Tableau VI.69. Armatures longitudinales et transversales des piles	87

Tableau VI.70. Efforts agissant sur la semelle	87
Tableau VI.71. Efforts internes de la semelle	88
Tableau VI.72. Armatures longitudinales et transversales de la semelle	88
CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	90
Tableau VII.1. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction	92
Tableau VII.2. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exécution	93
ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.....	98
Tableau A.1. Coordonnées du point de base	98
Tableau A.2. Résultats des sondages.....	99
ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.	101
Tableau B.1. Récapitulatif des houles retenues et leur déviation à -20m.....	102
Tableau B.2. Caractéristiques des houles extrêmes au large (SSMO –région Ouest Algérie).....	102
Tableau B.3. Caractéristiques de la houle décennale N315°	103
Tableau B.4. Caractéristiques de la houle décennale N270° à -5m.....	104
Tableau B.5. Caractéristiques de la houle décennale N360° à -5m.....	104
ANNEXE C : Etude d'aménagement.	106
Tableau C.1. Estimation budgétaire de la variante 1	106
Tableau C.2. Estimation budgétaire de la variante 2	107
ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	109
Tableau D.1. Coefficient de stabilité <i>KD</i> par type de bloc proposé par SOGREAH....	109
Tableau D.2. Valeurs expérimentales de la perméabilité et du coefficient d'épaisseur de couche proposé par SOGREAH.....	110
Tableau D.3. Coefficient de rugosité <i>r</i> pour différents types de talus en enrochement.	110
Tableau D.4. Coefficients empiriques <i>a</i> et <i>b</i> des essais de Jensen, Bradbury et al pour un dépassement de vague 0.1%.....	117
Tableau D.5. Sections nominales des barres d'acier à haute adhérence.....	120
ANNEXE E : Modèle réduit physique.....	122
Tableau E.1. Dimensions du bassin à houle	122
Tableau E.2. Résultats des essais d'agitation de la direction N353° à -20m.....	123
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -3.90m.	130
Tableau F.1. Abaque de CAQUOT et KERISEL	132
ANNEXE G : Dimensionnement des quais à -2.90m.	139
Tableau G.1. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type A.....	140
Tableau G.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type B.....	140
Tableau G.3. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement	141

Tableau G.4. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements.....	141
Tableau G.5. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type A	142
Tableau G.6. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement	142
Tableau G.7. Poussée des terres sur le quai à -2.90m (cas statique)	142
Tableau G.8. Poussée des terres sur le quai à -2.90m (cas dynamique).....	142
Tableau G.9. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.90m (cas statique).....	143
Tableau G.10. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.90m (cas dynamique)	143
Tableau G.11. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -2.90m	143
Tableau G.12. Poussée hydrodynamique sur le quai à -2.90m.....	143
Tableau G.13. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -2.90m par mètre linéaire	144
Tableau G.14. Efforts appliqués sur le quai à -2.90m (cas statique).....	144
Tableau G.15. Capacité portante de l'assise en enrochement	145
Tableau G.16. Capacité portante du sol de fondation.....	145
Tableau G.17. Efforts appliqués sur le quai à -2.90m (cas dynamique).....	145
Tableau G.18. Capacité portante de l'assise en enrochement	146
Tableau G.19. Capacité portante du sol de fondation.....	146
Tableau G.20. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.90m (cas statique)	146
Tableau G.21. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.90m (cas dynamique)	147
Tableau G.22. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.90m (cas statique)	147
Tableau G.23. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.90m (cas dynamique).....	148
Tableau G.24. Efforts internes (horizontaux) maximaux du couronnement du quai à -2.90m.....	148
Tableau G.25. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -2.90m.....	148
Tableau G.26. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -2.90m.....	149
Tableau G.27. Combinaisons de charge des moments fléchissant et efforts tranchants	149
Tableau G.28. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -2.90m.....	150
Tableau G.29. Armatures transversales du couronnement du quai à -2.90m	151

Annotations

- LCHF : Laboratoire Central d'Hydraulique de France
- S.S.M.O : Summary of Synoptic Meteorological Observations de l'US.NAVAL WEATHER-SERVICE
- CM : cartes marines
- PMVE : pleine marée vive eau
- BMVE : basse marée vive eau
- PMVEE : pleine marée vive eau exceptionnelle
- BMVEE : basse marée vive eau exceptionnelle
- NGA : niveau d'eau général en Algérie
- ZH : zéro hydrographique
- l_e : longueur totale du navire de projet
- PIANC : Permanent International Association Of Navigation Congress
- C.E.R.C : Coastal Engineering Research Center
- S_a : Surface du plan d'eau
- N : Nombre d'embarcations
- Mb : Largeur du bateau moyen
- E : Longueur du bateau moyen
- V : volume de l'élément considéré ;
- S : surface de l'élément considéré ;
- H : hauteur de l'élément considéré ;
- P : poids de l'élément considéré ;
- γ_b : poids volumique du béton ;
- γ'_b : poids volumique déjaugé du béton ;
- γ_{ba} : poids volumique du béton armé ;
- γ'_{ba} : poids volumique déjaugé du béton armé ;
- M : moment de l'élément considéré ;
- d : bras de levier de l'élément considéré.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE MASTER : Pathologies des ouvrages portuaires	3
M.1. INTRODUCTION.....	3
M.2. PROBLEMATIQUE.....	3
M.3. TYPES DE DEGRADATIONS	3
M.4. OUVRAGES LES PLUS EXPOSES ET LEURS PATHOLOGIES	4
M.4.1. Mur poids en maçonnerie	4
M.4.2. Mur poids (ou blocs) en béton	4
M.4.3. Rideau de palplanches	4
M.4.4. Quai sur pieux.....	5
M.4.5. Caissons en béton armé	6
M.4.6. Digue en enrochement	6
M.5. CAUSES DES DESORDERES.....	6
M.6. METHODOLOGIES D'INVESTIGATION	7
M.6.1. Collecte et analyse des données concernant l'ouvrage.....	8
M.6.1.1. Le dossier d'ouvrage.....	8
M.6.1.2. L'environnement de l'ouvrage.....	8
M.6.1.3. Le type d'ouvrage	9
M.6.2. Inspection visuelle et reconnaissances générales.....	9
M.6.2.1. Recensement des caractéristiques morphologiques.....	9
M.6.2.2. Recensement des indices de désordre.....	9
M.6.3. Diagnostic de l'ouvrage	10
M.6.3.1. Auscultation des ouvrages ou parties d'ouvrages.....	10
M.6.4. Etude des solutions de réparation	11
M.7. MOYENS DE PREVENTION	12
M.8. CONCLUSION.....	12
CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.....	14
I.1. INTRODUCTION	14
I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER	14
I.2.1. Mouvements ondulatoires	14
I.2.1.1. Houle.....	14
I.2.1.1.1. Caractéristiques de la houle	14
I.2.1.1.2. Déformations de la houle	15
I.2.1.2. Marées.....	15
I.2.1.3. Seiches	15
I.2.2. Courants	16

I.2.2.1. Courants généraux	16
I.2.2.2. Courants de marée.....	16
I.2.2.3. Courants de houle	16
I.2.2.4. Courants côtiers	16
I.3 CONCLUSION.....	16
CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	18
II.1. INTRODUCTION	18
II.2. DEFINITION D'UN PORT.....	18
II.3. FONCTION DES PORTS	18
II.4. TYPES DE PORTS	19
II.4.1. Classification par fonctions principales.....	19
II.4.1.1. Ports militaires.....	19
II.4.1.2. Ports de commerce.....	19
II.4.1.3. Ports de pêche.....	19
II.4.1.4. Ports de plaisance	19
II.4.2. Classification par implantation	20
II.4.2.1. Ports au large	20
II.4.2.2. Ports à la côte.....	20
II.4.2.3. Ports intérieurs.....	20
II.5. ROLES DES PORTS.....	20
II.5.1. Rôle économique	20
II.5.2. Rôle physique	20
II.6. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME.....	21
II.6.1. Ouvrages extérieurs	21
II.6.1.1. Jetées.....	21
II.6.1.2. Digue.....	21
II.6.2. Ouvrages intérieurs.....	22
II.6.2.1. Ouvrages de protection et d'accès.....	22
II.6.2.2. Plans d'eaux.....	22
II.6.2.3. Ouvrages d'accostage	23
II.6.2.4. Ouvrages de réparation.....	23
II.7. CONCLUSION	23
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	25
III.1. INTRODUCTION.....	25
III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET.....	25
III.3. PRÉSENTATION ET OBJECTIFS DU PROJET.....	25
III.4. COLLECT DES DONNÉES.....	26

III.4.1. Levé topographique et bathymétrie	26
III.4.2. Données météorologiques	26
III.4.2.1. Climat et température	26
III.4.2.2. Vent	27
III.4.3. Données océanographiques	27
III.4.3.1 Marée et variations du niveau marin	27
III.4.3.2 Houle au large	28
III.4.4. Données sismiques	29
III.4.5. Données physiques.....	30
III.4.5.1. Caractéristiques géotechniques	30
III.4.6. Données sur le projet.....	30
III.5. CONCLUSION	30
CHAPITRE IV : Etude d'aménagement.	32
IV.1. INTRODUCTION	32
IV.2. CRITERES DU PROJET.....	32
IV.2.1 Zone d'amarrage	32
IV.2.1.1 Halle de vente et entrepôt frigorifique	32
IV.2.1.2 Fabrique de glace	33
IV.2.2 Zone de réparation et entretien.....	33
IV.2.2.1 Surface des terre-pleins pour la réparation.....	33
IV.2.2.2 Rangement d'outillages et d'accessoires	33
IV.2.3 Zone diverse	33
IV.2.3.1 Alimentation en énergie	33
IV.2.3.2 Bâtiment administratif.....	33
IV.2.3.3 Surface parking	33
IV.2.3.4 Protection civile/brigade maritime et douane	33
IV.3. RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	34
IV.3.1 Embouchure	34
IV.3.2 Bassin tournant.....	34
IV.3.4 La surface du plan d'eau.....	34
IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT	35
IV.4.1. Variante 1	35
IV.4.2. Variante 2	36
IV.5. DONNEES DE HOULE	36
IV.5.1. Données de réfraction	36
IV.5.2. Données d'agitation	37
IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE.....	37

IV.7. ANALYSE MULTICRITERE.....	37
IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations	38
IV.8. CONCLUSION.....	38
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	40
V.1. INTRODUCTION.....	40
V.2. CHOIX DU TYPE D’OUVRAGE.....	40
V.3. CHOIX DES MATÉRIAUX.....	40
V.4. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT DES JETÉES	41
V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE.....	41
V.5.1. Carapace	41
V.5.1.1. Poids de carapace	41
V.5.1.2. Épaisseur de la carapace.....	42
V.5.1.3. Nombre de blocs.....	42
V.5.2. Berme	43
V.5.2.1. Hauteur de berme	43
V.5.2.2. Largeur de berme.....	44
V.5.3. Filtre	44
V.5.3.1. Poids du filtre	45
V.5.3.2. Diamètre médian du filtre.....	45
V.5.3.3. Épaisseur du filtre.....	45
V.5.4. Noyau	46
V.5.4.1. Poids du noyau	46
V.5.5. Butée de pied	46
V.5.5.1. Poids de la butée de pied	46
V.5.5.2. Épaisseur de la butée de pied	47
V.5.6. Vérification des lois de TERZAGHI.....	47
V.6. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE SECONDAIRE.....	48
V.6.1. Carapace	48
V.6.1.1. Poids de la carapace	48
V.6.1.2. Épaisseur de la carapace.....	48
V.6.1.3. Nombre de blocs.....	48
V.6.2. Berme	49
V.6.2.1. Hauteur de berme	49
V.6.2.2. Largeur de berme.....	49
V.6.3. Filtre	49
V.6.3.1. Poids du filtre	49
V.6.3.2. Diamètre médian du filtre.....	49

V.6.3.3. Épaisseur du filtre.....	49
V.6.4. Noyau	50
V.6.4.1. Poids du noyau	50
V.6.5. Butée de pied	50
V.6.5.1. Poids de la butée de pied	50
V.6.5.2. Epaisseur de la butée de pied	50
V.6.6. Vérification des lois de TERZAGHI.....	50
V.7. DIMENSIONNEMENT DU COURONNEMENT DES JETÉES	51
V.7.1. Dimensions du mur de couronnement.....	51
V.8. STABILITÉ DES JETÉES.....	51
V.9. ÉTUDE DU COURONNEMENT.....	52
V.9.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	52
V.9.2. Combinaisons de charges	53
V.9.3. Actions et sollicitations	53
V.9.3.1. Poids propre.....	53
V.9.3.2. Effort horizontal de houle.....	53
V.9.4. Efforts internes	54
V.9.5. Ferrailage.....	54
V.9.5.1. Jetée principale	54
V.9.5.1.1. Armatures longitudinales	55
V.9.5.1.2. Armatures transversales	55
V.9.5.2. Jetée secondaire.....	56
V.9.5.2.1. Armatures longitudinales	56
V.9.5.2.2. Armatures transversales	56
V.10. CONCLUSION	56
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	58
VI.1. INTRODUCTION	58
VI.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL.....	58
VI.3. ÉTUDE DES QUAIS.....	58
VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai	59
VI.3.2. Poids des TVC	60
VI.3.3. Poids des terres.....	61
VI.3.4. Efforts agissant sur le quai	61
VI.3.4.1. Poussée des terres.....	62
VI.3.4.2. Poussée due aux surcharges	63
VI.3.4.3. Poussée hydrostatique de marnage	64
VI.3.4.4. Poussée hydrodynamique.....	64

VI.3.4.5. Effort d'amarrage.....	65
VI.3.4.6. Effort dû au séisme	65
VI.3.5. Stabilité globale.....	65
VI.3.5.1. Cas statique	66
VI.3.5.2. Cas dynamique.....	68
VI.3.6. Stabilité partielle	69
VI.3.6.1. Stabilité du couronnement	69
VI.3.6.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol.....	70
VI.3.6.3. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2 et le sol	71
VI.3.7. Étude du couronnement	71
VI.3.7.1. Action et sollicitations de la poutre de couronnement.....	72
VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux	72
VI.3.7.1.2. Efforts verticaux.....	72
VI.3.7.1.2.1. Cas de charge	72
VI.3.7.2. Combinaisons de charge	74
VI.3.7.3. Ferrailage	74
VI.4. ÉTUDE DES APPONTEMENTS	75
VI.4.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant l'appontement.....	75
VI.4.2. Efforts agissant sur l'appontement.....	76
VI.4.2.1. Surcharge de service	76
VI.4.2.2. Effort d'amarrage	76
VI.4.2.3. Effort dû au séisme	76
VI.4.3. Stabilité globale.....	76
VI.4.3.1. Cas statique	77
VI.4.3.2. Cas dynamique.....	78
VI.4.4. Étude des éléments structuraux.....	78
VI.4.4.1. Caractéristiques des matériaux utilisés	78
VI.4.4.2. Combinaisons de charges.....	79
VI.4.4.3. Prédalles	79
VI.4.4.3.1. Actions et sollicitations.....	79
VI.4.4.3.2. Ferrailage	80
VI.4.4.3.3. Vérification des poutres d'appuis	80
VI.4.4.3.2. Ferrailage	81
VI.4.4.4. Poutre de rive	81
VI.4.4.5. Chevêtre	83
VI.4.4.6. Pile	86
VI.4.4.6.1. Actions et sollicitations.....	86

VI.4.4.6.2. Ferrailage	87
VI.4.4.7. Semelles	87
VI.4.4.7.1. Actions et sollicitations	87
VI.4.4.7.2. Ferrailage	88
VI.5. CONCLUSION	88
CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	90
VII.1. INTRODUCTION	90
VII.2. CADRE JURIDIQUE.....	90
VII.3. DESCRIPTION DU PROJET	90
VII.4. DÉLIMITATION ET ÉTAT INITIAL DE LA ZONE	91
VII.5. PHASES DE PROJET	91
VII.6. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION.....	92
VII.6.1. Phase de construction	92
VII.6.2. Phase d'exploitation.....	93
VII.7. CONCLUSION.....	93
CONCLUSION GENERALE	94
BIBLIOGRAPHIE	95
ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.....	98
A.1. INTRODUCTION.....	98
A.2. TRAVAUX RÉALISÉS.....	98
A.3. MÉTHODOLOGIE ET MOYENS UTILISÉS POUR LA TOPOGRAPHIE	98
A.4. MÉTHODOLOGIE ET MOYENS UTILISÉS POUR LA BATHYMÉTRIE	98
A.5. SONDAGES A LA LANCE	98
ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.	101
B.1. INTRODUCTION	101
B.2. PRINCIPE DE CALCUL DE LA REFRACTION DE LA HOULE	101
B.4. DONNEES DE BASE.....	101
B.4.1. Données de houles au large	101
B.4.2. Données bathymétriques.....	101
B.5 TRAITEMENT DES DONNEES	103
B.6 RESULTATS.....	103
ANNEXE C : Etude d'aménagement.	106
C.1. INTRODUCTION	106
C.2. ESTIMATION BUDGETAIRE	106
C.2.1. Variante 1	106
C.2.1. Variante 2	107

ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	109
D.1. INTRODUCTION	109
D.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ KD	109
D.3. COEFFICIENT D'ÉPAISSEUR DE COUCHE KΔ	110
D.4. COEFFICIENT DE RUGOSITÉ	110
D.5. ABAQUES DU CERC	111
D.5.1. Abaque I	111
D.5.2. Abaque II.....	111
D.5.3. Abaque III.....	112
D.5.4. Abaque IV	112
D.5.5. Abaque V.....	113
D.5.6. Abaque VI	113
D.5.7. Abaque VII.....	114
D.6. COUPES TYPES DES JETÉES	114
D.6.1. Jetée principale	114
D.6.2. Jetée secondaire.....	116
D.7. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT	117
D.7.1. Effort de houle.....	117
D.7.2. Modélisation Robot Structural Analysis	117
D.7.2.1. Jetée principale.....	117
D.7.2.2. Jetée secondaire.....	119
D.7.3. Choix des armatures	120
ANNEXE E : Modèle réduit physique.....	122
E.1. INTRODUCTION	122
E.2. OBJET DE L'ETUDE	122
E.3. CONDITIONS D'ESSAIS	122
E.4. AGITATION	122
E.4.1. Cadre et conditions des essais d'agitation	123
E.4.2. Résultats des essais d'agitation.....	123
E.4.3 Conclusion	123
E.5. STABILITE	123
E.5.1. Observations et résultats	124
E.5.2. Conclusion	126
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -3.90m.	130
F.1. INTRODUCTION	130
F.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	130
F.2.1. Bloc type 1	130

F.2.2. Bloc type 2	130
F.2.3. Bloc type 3	131
F.2.4. Poutre de couronnement.....	131
F.3. FACTEURS DE PORTANCE.....	131
F.4. ETUDE DU COURONNEMENT	132
F.4.1. Modélisation Robot Structural Analysis	132
F.4.1.1. Efforts horizontaux agissant sur la poutre de couronnement.....	132
F.4.1.2. Efforts verticaux agissant sur la poutre de couronnement	133
F.4.2. Ferrailage avec Robot Expert.....	135
F.4.2.1. Armatures longitudinales	135
F.4.2.2. Armatures transversales	136
ANNEXE G : Dimensionnement des quais à -2.90m.	139
G.1. INTRODUCTION.....	139
G.2. PRESENTATION DES QUAIS A -2.90M.....	139
G.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	140
G.3.1. Bloc type A.....	140
G.3.2. Bloc type B.....	140
G.3.3. Poutre de couronnement	141
G.4. POIDS DES TVC	141
G.5. POIDS DES TERRES	142
G.6. SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LE QUAII	142
G.6.1. Poussée des terres	142
G.6.2. Poussée due aux surcharges	142
G.6.3. Poussée hydrostatique de marnage.....	143
G.6.4. Poussée hydrodynamique	143
G.6.5. Effort d'amarrage.....	143
G.6.6. Effort dû au séisme.....	144
G.7. STABILITE GLOBALE	144
G.7.1. Cas statique.....	144
G.7.2. Cas dynamique	145
G.8. STABILITE PARTIELLE	146
G.8.1. Stabilité du couronnement.....	146
G.8.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type B et le sol.....	147
G.9. ETUDE DU COURONNEMENT.....	148
G.9.1. Efforts agissant sur la poutre de couronnement	148
G.9.1.1. Efforts horizontaux.....	148
G.9.1.2. Efforts verticaux	148

G.9.1.2.1. Cas de charge.....	149
G.9.1.2.2. Combinaisons de charge.....	149
G.9.2. Ferrailage.....	149
G.9.2.1. Armatures longitudinales	149
G.9.2.2. Armatures transversales	151
ANNEXE H : Dimensionnement des appontements.....	153
H.1. INTRODUCTION.....	153
H.2. PREDALLES	153
H.2.1. Dalle	153
H.2.1.1. Modélisation.....	153
H.2.1.2. Ferrailage.....	155
H.2.2. Poutre d'appui	156
H.2.2.1. Modélisation.....	156
H.2.2.2. Ferrailage.....	156
H.3. POUTRE DE RIVE.....	157
H.3.1. Modélisation.....	157
H.3.2. Ferrailage.....	158
H.4. CHEVETRE	161
H.4.1. Modélisation.....	161
H.4.2. Ferrailage.....	162
H.5. PILES	165
H.5.1. Modélisation du portique.....	165
H.5.2. Ferrailage.....	166
H.6. SEMELLES.....	166
H.6.1. Modélisation.....	166
H.6.2. Ferrailage.....	167

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La construction d'un port maritime, ses équipements, l'aménagement de ses accès, la protection du rivage contre l'action de la mer, constituent un ensemble d'opérations complexes, difficiles et coûteuses, mais passionnantes, car faisant appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire.

Le coût très élevé et la complexité de ces opérations ont fait en sorte qu'avant d'entreprendre la construction d'un tel ouvrage, les concepteurs ont recours aux études hydrauliques et en particulier aux études sur modèle réduit physique.

Les ouvrages construits forment un patrimoine d'infrastructures portuaires inestimable que les gestionnaires doivent conserver. C'est pour cela que nous consacrons le volet master de notre mémoire aux pathologies des ouvrages portuaires.

Le thème de ce projet de fin d'études est l'étude de réalisation de l'abri de pêche de Madagh dans la wilaya de AIN TEMOUCHENT qui a été proposé par le Laboratoire d'Études Maritimes.

À travers ce travail, nous avons consacré les deux premiers chapitres à l'énumération de généralités se rapportant au milieu marin et aux ouvrages portuaires.

Le troisième chapitre comporte la collecte des données de base et l'établissement des besoins du projet. Le quatrième chapitre porte sur l'étude d'aménagement où l'on propose des variantes structurelles qu'on compare à travers une analyse multicritère. Les cinquième et sixième chapitres ont été respectivement consacrés au dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage.

Pour conclure notre travail, nous avons consacré le septième chapitre à l'étude d'impact de notre projet sur l'environnement.

Chapitre Master

Pathologies des ouvrages portuaires.

CHAPITRE MASTER : Pathologies des ouvrages portuaires

M.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est une synthèse qui porte sur les désordres et pathologies qui peuvent atteindre les différents ouvrages portuaires. Nous y traitons principalement les actions majeures à entreprendre pour pouvoir détecter les désordres et assurer sur le long terme la pérennité et la sécurité de ces ouvrages.

M.2. PROBLÉMATIQUE

Une partie importante du patrimoine des infrastructures portuaires est constituée d'ouvrages construits il y a longtemps et leurs gestionnaires sont confrontés à différents types de dégradation. De plus, les opportunités de développement des ports maritimes sont de plus en plus limitées à cause des contraintes environnementales grandissantes et des surfaces disponibles décroissantes pour la construction d'aménagements.

Toutefois, les gestionnaires sont dans l'obligation de maintenir le niveau de service des ouvrages pour respecter les exigences de leurs utilisateurs. Ils sont donc amenés à définir, programmer et réaliser des interventions d'entretien, de réparation ou de confortement d'ouvrages qui peuvent parfois être lourdes et coûteuses.

Face à une dégradation donnée, l'action à mettre en œuvre pour la traiter ne dépend pas uniquement du désordre lui-même, mais aussi en grande partie à ses causes.

M.3. TYPES DE DÉGRADATIONS

On peut classer les désordres qui affectent les ouvrages en se basant sur leur ampleur et leurs sources de la manière suivante :

- **Dégradations lentes** : Ce sont des dégradations dues essentiellement au vieillissement des matériaux et des structures, aux facteurs agressifs du milieu ambiant (corrosion, entraînement des matériaux, dissolutions physiques et chimiques), aux modifications par rapport aux conditions initiales (tassements, déplacements) et aux conditions de mise en œuvre des matériaux (béton et armatures) ;
- **Dégradations brutales** : Elles ont un caractère accidentel et sont dues aux chocs de navires, aux tempêtes, aux incendies ou aux séismes.

On peut également les classer en se basant sur la nature du désordre :

- **Pathologies liées au fonctionnement** : Elles sont le résultat des différents dysfonctionnements mécaniques, quel que soit l'ouvrage (massif poids, quai sur pieux, mur de soutènement) ;
- **Pathologies liées au vieillissement** : Elles sont le résultat du vieillissement des matériaux (acier, béton armé, maçonnerie).

M.4. OUVRAGES LES PLUS EXPOSES ET LEURS PATHOLOGIES

M.4.1. Mur poids en maçonnerie

Ce sont des murs qui peuvent atteindre une quinzaine de mètres de hauteur. Le revêtement ou parement est le plus souvent en pierre de taille alors que le corps du mur en arrière du parement est en général en maçonnerie. Le parement côté mer présente généralement un fruit.

Tableau M.1. Dégradations communes des mur poids en maçonnerie

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement mécanique	Glissement de l'ouvrage sur sa base
	Renversement de l'ouvrage
	Poinçonnement du sol de fondation
	Grand glissement englobant l'ouvrage
	Tassement différentiel
Liée aux matériaux	Rupture de l'appareillage de maçonnerie
	Altération des pierres de maçonnerie
	Altération du mortier

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordre dont :

- Le gonflement du parement ;
- Les fissures et/ou fractures dans le parement ;
- La désorganisation de la maçonnerie, cavités ou lacunes dans le parement ;
- La fissuration du terre-plein parallèle au couronnement, affaissement, flaches dans le terre-plein ;
- L'affouillement et dégarnissage du système de fondation ;
- Le déjointement.

M.4.2. Mur poids (ou blocs) en béton

Ouvrage massif en béton coulé en place ou en blocs préfabriqués. Le parement côté mer peut présenter un fruit. Le parement côté massif soutenu est généralement constitué de plusieurs redans.

On y observe le même type de désordre que les mur poids en maçonnerie à la seule différence de ceux liés au type de matériau qui se résume en :

- Rupture du béton ;
- Altération du béton.

M.4.3. Rideau de palplanches

Ouvrage constitué de palplanches métalliques emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Tableau M.2. Dégradations communes aux rideaux de palplanche

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement mécanique	Insuffisance de la fiche et/ou insuffisance de butée
	Insuffisance du dimensionnement des palplanches
	Grand glissement
	Rupture de tirant ou de bouton
	Défaillance du massif d'ancrage ou du scellement et du terrain
	Boulangement (renard liquide)
	Érosion régressive (renard solide)
	Soulèvement du massif en pied
Liée aux matériaux	Corrosion des palplanches
	Corrosion des têtes de tirant

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordres dont :

- La fissuration du terrain parallèle au rideau ;
- Le tassement du terrain en tête du rideau ;
- L'effondrement local du terrain soutenu ;
- L'inclinaison anormale du rideau vers l'aval/amont ;
- La déchirure ou dégrafage de palplanches ;
- La perforation de palplanches.

M.4.4. Quai sur pieux

Il s'agit d'une plate-forme en béton armé reposant sur des pieux. On distingue deux familles de quais sur pieux :

- Les quais sans soutènement avant, appelés quais ouverts. Le talus sous le quai doit être auto stable, ce qui impose la largeur de la plate-forme. Ce type de quai est plutôt adapté aux faibles profondeurs d'eau.
- Les quais avec soutènement avant. Le soutènement a le plus souvent également un rôle de portance verticale. Il est généralement constitué d'un rideau de palplanches (avec éventuellement des pal-pieux, ou des pieux tubes). On distingue les quais pleins et les quais à talus.

Tableau M.3. Dégradations communes aux quais sur pieux

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement mécanique	Grand glissement
	Glissement du talus sous l'ouvrage
	Défaut de portance des pieux
	Défaillance du rideau de soutènement
Liée aux matériaux	Défaut d'encrochement
	Altération du béton armé
	Corrosion des pieux métalliques
	Affouillement à l'arrière de la plate-forme

M.4.5. Caissons en béton armé

Ouvrages massifs constitués par la juxtaposition de caissons en béton armé amenés le plus souvent par flottaison. Les caissons sont remplis de matériau afin de constituer un ouvrage poids.

Tableau M.4. Dégradations communes aux quais en caisson

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement mécanique	Glissement de l'ouvrage sur sa base
	Renversement de l'ouvrage
	Poinçonnement du sol de fondation
	Grand glissement englobant l'ouvrage
	Tassement différentiel
Liée aux matériaux	Rupture du béton ou des liaisons des blocs
	Altération du béton armé

M.4.6. Digue en enrochement

Les digues à talus sont constituées d'un empilage d'enrochements naturels et/ou de blocs artificiels en béton, et pouvant être couronnées par un mur plus ou moins haut.

Tableau M.5. Dégradations communes des digues à talus

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement mécanique	Grand glissement
	Perte de capacité portante du sol
	Instabilité hydraulique et stabilité des filtres
	Liquéfaction
	Tassements – déformation
Liée aux matériaux	Altération des bétons de mur de couronnement
	Altération des enrochements
	Érosion interne et externe

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordre dont :

- L'affaissement, fissuration de la digue ;
- L'affaissement dans la carapace, lacunes ;
- Le tassement de la digue ;
- Le bourrelet en pied d'ouvrage ;
- L'affouillement en tête (fuite de matériaux).

M.5. CAUSES DES DESORDERES

Les causes possibles des différents désordres cités auparavant sont multiples, mais peuvent se classer en plusieurs catégories :

→ **Erreur sur les hypothèses**

Lors de la phase préliminaire, la récolte des données entourant le projet et l'infrastructure en vue de projection est une étape colossale et indispensable. En tenant compte des particularités

des projets maritimes et de leurs dimensions, on ne peut garantir une estimation parfaite des données. Les erreurs peuvent survenir dans les différentes campagnes de collecte données :

- Levés bathymétriques ;
- Suivi topographique ;
- Reconnaissance du sol par échantillonnage, essais en laboratoire ;
- Sollicitations de l'ouvrage en service (négligence des efforts liés à l'environnement ou à l'évolution même du matériau).

→ **Utilisation d'ouvrages d'une manière non conforme**

Très souvent, les infrastructures sont sollicitées au-delà de la capacité pour laquelle ils ont été conçus. À titre d'exemple, un quai ou un appontement dimensionné pour accueillir un certain type de navire à un nombre bien défini ne peut rester inaltéré face aux sollicitations dépassant ses capacités limites.

→ **Environnement de l'ouvrage**

L'environnement maritime est un milieu très agressif pour les ouvrages portuaires. L'immersion de certaines structures, le marnage, la réactivité de certains granulats à l'eau de mer, la remontée du niveau de la mer, les modifications des houles à la côte ainsi que des zones d'expositions, sont des facteurs qui jouent un rôle non négligeable dans l'apparition et la propagation des désordres.

→ **Défaut de conception**

Ces défauts sont généralement le résultat de :

- Une mauvaise évaluation de la houle de projet ;
- La recherche trop poussée d'économie qui conduit à sous-dimensionner ;
- La non-prise en compte du facteur temps-fatigue dans la conception ;
- La faible résistance du couronnement ;
- La grande fragilité des talus ;
- Le choix du type de bloc ;

→ **Imperfections d'exécution**

La réalisation d'un projet non conforme à celui étudié (allègement des caractéristiques) se manifeste sous plusieurs formes, par exemple :

- La mauvaise qualité des matériaux et notamment des bétons dont la tenue dans le temps peut parfois présenter des surprises ;
- Le non-respect des spécifications de base et principalement du plan de pose des blocs constituant la carapace.

→ **Causes accidentelles**

- Tempêtes ;
- Chocs de navires.

→ **Insuffisance ou absence de surveillance et d'entretien**

M.6. MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION

Entre le constat visuel de la dégradation et la mise en œuvre d'une action de réparation, il est primordial de passer par l'étape du diagnostic. Elle permet d'expliquer le désordre et de déterminer un traitement pertinent de celui-ci.

L'inspection détaillée découle de la volonté du gestionnaire d'infrastructures portuaires. Il est confronté à trois situations :

- L'état de l'ouvrage à un instant donné à la suite ou pas d'un événement particulier (tempête, choc...). Il s'agit donc de réaliser un « bilan de santé » à titre préventif ;
- L'évaluation des désordres qui affectent le niveau de service, avant d'engager tout type de travaux ;
- La surveillance des désordres détectés sur un ouvrage, qui n'affectent pas le niveau de service, mais dont l'origine et l'ampleur sont inconnues.

M.6.1. Collecte et analyse des données concernant l'ouvrage

M.6.1.1. Le dossier d'ouvrage

Il est indispensable de disposer du dossier d'ouvrage (le dossier du projet initial), mais la possession de ce dernier peut s'avérer insuffisante, car bien souvent le dernier indice de plan n'y figure pas et dans ce cas il s'agira donc de vérifier ou de rechercher les différents paramètres de l'ouvrage :

- Les éléments de dimensionnement (notes de calculs, charges d'exploitation).
- Les plans de récolement ou à défaut les plans d'exécution ainsi que les plans topographiques antérieurs et actuels ;
- L'historique des changements des conditions d'exploitation (évolution du niveau de service de l'ouvrage, dragage, surcharges, rehaussement du quai) ;
- Les opérations d'entretien et de réparation avec leurs périodicités ;

M.6.1.2. L'environnement de l'ouvrage

La nature et la cinétique de dégradation des ouvrages dépendent de leurs expositions et des conditions d'utilisation, c'est pour cela qu'il faut tout d'abord délimiter et définir :

- Les zones constamment immergées ;
- Les zones de marnage ;
- Les zones exposées aux embruns ;
- Les zones exposées aux chocs ;
- Les zones de sollicitation.

Certaines normes européennes définissent les zones d'expositions et elles sont aux nombres de trois [20].

Tableau M.6. Classes d'exposition en milieu marin

	Description de l'environnement	Exemples d'ouvrages
Zone 1 (WS1)	Exposés à l'air marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
Zone 2 (XS2)	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
Zone 3 (XS3)	Zone de marnage et zone soumise à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines

M.6.1.3. Le type d'ouvrage

L'hétérogénéité et la complexité des ouvrages portuaires nécessitent de définir dans un premier temps une méthode de décomposition et de classification de ces ouvrages. Ainsi ils seront décomposés à 3 niveaux [18] :

- Famille d'ouvrage : quais, digue, ouvrage isolé, appontement ;
- Type de structure : blocs béton, gabions/palplanches, caissons, maçonnerie ;
- Composant d'ouvrage : infrastructure, superstructure, équipements.

En second lieu, il convient d'identifier le mode de construction :

- Le phasage de construction s'il s'agit d'une structure coulée en place ou préfabriqué ;
- La géométrie réelle ;
- L'époque de construction : cette information renvoie souvent à un type de pathologie répertorié, qu'il s'agisse du mode de conception ou de la qualité des matériaux.

Enfin, l'analyse des interactions sol-structure et des problèmes est indispensable pour décortiquer le fonctionnement des ouvrages portuaires.

M.6.2. Inspection visuelle et reconnaissances générales

Après avoir examiné le dossier d'ouvrage, déterminé son type et examiné son environnement, on pourra lors de l'inspection visuelle avoir un aperçu sur l'état général des différentes parties de l'ouvrage et appréhender le type d'interventions à mener. Cette mission peut être terrestre ou sous-marine et ses résultats serviront de base pour des investigations plus approfondies.

M.6.2.1. Recensement des caractéristiques morphologiques

Si on dispose des levés topométriques sommaires, le travail d'inspection des caractéristiques morphologiques se limite à vérifier et compléter les principales informations topographiques disponibles, ce qui nécessite de se repérer au fur et à mesure sur le plan existant.

Dans le cas contraire, on aura besoin d'en effectuer un nouveau ou de lever des profils en travers successifs à l'aide d'appareillage adéquat (décamètre et clisimètre) et de parcourir l'intégralité des ouvrages en répertoriant toutes les informations visuelles sur les désordres ou les présomptions de désordre affectant la morphologie : affaissement, glissement, affouillement, développement de la végétation.

Dans les deux cas de figure, la collecte des caractéristiques morphologiques lors des inspections visuelles a pour but de donner une appréciation des indicateurs de durabilité propre à chaque ouvrage du point de vue géométrique.

M.6.2.2. Recensement des indices de désordre

Le recensement de l'ensemble des désordres des ouvrages concernés passe par la création d'une fiche technique qui liste l'ensemble des désordres que l'on pourra observer et leurs descriptions en plus des photos représentatives et le type de paramètres les caractérisant.

Pour chaque désordre relevé, on détermine l'indice technique global du désordre qui dépend de son étendue, de son intensité et de son impact (pas d'impact, impact sur pérennité, impact sur exploitation ouvrage, impact sur la sécurité des personnes/biens/stabilité) et ceci pour chaque composant de l'ouvrage séparément.

Une fois déterminés, les indices techniques de l'infrastructure, de la superstructure et des équipements nous permettent de déterminer l'indice technique de l'ouvrage par la formule :

$$\text{Indice technique ouvrage} = \max (E ; 2S ; 2I) [19]$$

Avec :

- I : Indice technique d'infrastructure ;
- S : Indice technique de superstructure ;
- E : Indice technique d'équipements.

M.6.3. Diagnostic de l'ouvrage

A ce stade de l'investigation, on peut poser des hypothèses sur la pathologie et on devra en chercher les causes probables. Pour cela, on mettra au point un programme d'investigations pour avoir une idée sur les méthodes d'auscultation et leurs consistances. Celui-ci doit contenir [18] :

- La nature et le phasage des différentes investigations ;
- L'implantation des zones d'investigations ;
- Le nombre de contrôles par zones ;
- Les référentiels techniques, les normes et les procédures utilisées ;
- Les différents intervenants (rôle et organisation, sous-traitance), les moyens matériels et humains.

L'objectif du diagnostic est de déterminer la nature et l'importance des désordres, de trouver leurs causes et les mesures pour empêcher la dégradation d'évoluer et de mettre en place des actions de réparation ou restauration pour éviter le choix d'abandon et de remplacement (partiel ou total).

M.6.3.1. Auscultation des ouvrages ou parties d'ouvrages

La formulation du diagnostic passe par une panoplie d'essais d'auscultation qu'on peut organiser en deux types :

- **Contrôle destructif** : il suppose des prélèvements de matériau ou d'échantillons dans ou sur l'ouvrage ;
- **Contrôle non destructif** : par opposition au contrôle destructif, l'investigation ne porte pas atteinte à l'intégrité de l'ouvrage. Elle nécessite un matériel spécifique.

L'auscultation et les essais [18] diffèrent d'un type d'ouvrage à l'autre. Chaque matériau possède un protocole propre à lui et à la dégradation observée.

Tableau M.7. Moyens de contrôle selon domaine

Domaine	Contrôle non destructif	Contrôle destructif
Métal	Mesures d'épaisseur résiduelle de tôles	Résilience et essai d'adhérence par traction
	Ultrasons et Radiographie	Mesure du potentiel d'électrode au balai électrique
	Mise en évidence d'une bio corrosion	Analyse métallographique
Béton armé	Vitesse de corrosion	Profondeur de carbonatation
	Auscultation sonore, RADAR et Gammagraphie	Compression de béton et résistance à la traction des barres
	Détection d'armatures dans le béton par pachomètre	Analyse physico-chimique et minéralogique
	Perméabilité à l'air (BT CRIS)	Essais de vieillissement accéléré et essais de fluorescence aux ions
	Indice de fissuration	
Sol et fondations	Détermination du RQD	Essai pressiométrique, essai Lugeons, essai pénétrométrique statique et essai de cisaillement au picomètre
	Mesure piézométrique	Détermination de l'agressivité chimique des sols

Certaines pathologies à évolution lente peuvent nécessiter la mise en place d'un suivi pour affiner le diagnostic et appréhender la cinétique de propagation du désordre. La périodicité du suivi devra être définie au cas par cas.

M.6.4. Étude des solutions de réparation

Les procédés de réparation d'un ouvrage maritime n'ont pas seulement de rétablir les sections d'acier ou de béton d'origine, mais aussi de rétablir les caractéristiques mécaniques des différents éléments concernés. C'est-à-dire de permettre à la structure de reprendre au mieux les efforts qui lui sont appliqués.

La méthode [15] de réparation la plus répandue est celle des surfaces et elle se décline en plusieurs types :

- **Le ragréage** : c'est une méthode de réparation locale, qui consiste à rétablir manuellement l'enrobage des armatures à l'aide d'un mortier de réparation.
- **Le béton projeté** : ce type de réparation est souvent utilisé lorsque les surfaces de béton à réparer sont importantes. Elle est relativement rapide à mettre en œuvre, mais nécessite un matériel particulier.
- **Tissu de fibres de carbone** : les polymères renforcés de fibres (PRF) sont de nos jours les alternatives des matériaux et techniques traditionnelles. C'est la solution d'actualité.

L'établissement du projet de réparation ou de renforcement doit tenir compte de certaines exigences :

- La faisabilité : c'est à dire, compte tenu de la présence de l'ouvrage existant, lequel restera éventuellement en service pendant les travaux ;
- La possibilité d'utiliser des procédés appropriés en fonction des conditions propres au site (accessibilité, existence d'éventuelles d'installations sensibles) ;
- Phasage de travaux sans nuisance à l'activité du port ;

- L'estimation du coût de l'opération ;
- L'élaboration d'un rapport technique détaillé décrivant la solution préconisée, la consistance et le quantitatif des travaux à entreprendre. [16]

M.7. MOYENS DE PRÉVENTION

Enfin, nous arrivons à envisager les techniques de surveillance instrumentales en tant que barrière de sécurité. Généralement, ces techniques sont principalement mises en œuvre pour suivre l'évolution de l'état de l'ouvrage et détecter au plus tôt une situation à risque.

La prévention concerne, pour l'essentiel, les pathologies d'origine environnementale, alors que les pathologies dues à des sollicitations fonctionnelles relèvent plutôt de la maintenance curative, voire améliorative.

Les pathologies les plus importantes liées directement à l'environnement agressif des ouvrages maritimes sont la corrosion et l'altération des bétons. Leurs moyens de préventions sont:

a. Prévention de l'altération des bétons

L'altération du béton se présente généralement sous trois formes : la pénétration des chlorures, la carbonatation et les alcali-réactions. Ces pathologies sont le résultat du taux d'humidité et saleté élevé de l'environnement marin. Étant donné que ces conditions sont permanentes, le procédé de protection le plus logique sera d'améliorer les propriétés physiques du matériau, par exemple le renforcement du béton par fibre synthétique. [15]

b. Prévention de la corrosion

Lors du coulage du béton, l'eau de gâchage réagit avec l'acier et forme une couche protectrice. Celle-ci disparaît lorsque le béton n'est plus sain, comme dans le cas de la carbonatation et la pénétration des ions de chlore. Il convient de dire que la prévention de la corrosion découle de la prévention de l'altération de béton. Mais il existe également des moyens préventifs propres au matériau acier :

- **Protection cathodique** : Elle est basée sur le changement du potentiel de l'acier à des valeurs plus négatives, pour que le métal agisse comme cathode et ainsi réduire le courant de corrosion à des valeurs négligeables. [17]
- **Inhibiteurs de corrosion** : Ce sont des produits chimiques permettant de réduire l'exposition à la corrosion, allant même jusqu'à contrer entièrement le processus de corrosion. [17]

M.8. CONCLUSION

Quel que soit l'algorithme suivi pour le diagnostic, la réparation et la protection des ouvrages portuaires, le but est de redonner à la structure sa géométrie et sa capacité à reprendre les efforts qui lui sont appliqués.

L'aspect préventif et l'attention des gestionnaires envers les auscultations périodiques et régulières de leurs infrastructures sont d'une importance capitale aux vues des coûts onéreux de réparation et réhabilitation.

Chapitre I

Généralités sur le milieu marin.

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.

I.1. INTRODUCTION

Les eaux des océans et des mers sont animées de mouvements très divers qui ont d'importantes répercussions non seulement sur la biologie et la distribution de nombreux organismes, mais aussi sur les activités humaines. Le présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu marin.

I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

La surface de la mer est toujours agitée ; cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes oscillatoires de diverses périodes et d'autres non oscillatoires comprenant principalement les courants.

I.2.1. Mouvements ondulatoires

I.2.1.1. Houle

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. Ces ondulations produites par l'action du vent sont appelées lames ou vagues et leur ensemble définit la houle. La période de cette dernière varie de 3 à 25 seconds et sa hauteur peut atteindre les 30 mètres. [3]

La houle est considérée comme des agitations ondulatoires relativement régulières, car les vagues se succèdent avec des amplitudes, des longueurs d'onde et des périodes différentes ; autrement dit on ne peut définir la houle comme étant un phénomène monochromatique, mais plutôt polychromatique, car en réalité c'est la superposition de différentes ondes sinusoïdales.

I.2.1.1.1. Caractéristiques de la houle

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

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

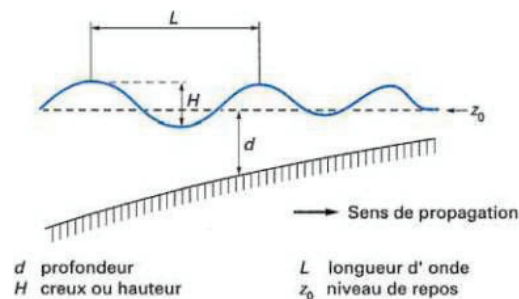


Figure I.1. Propagation de la houle

I.2.1.1.2. Déformations de la houle

a. 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.

b. Réflexion

Lorsque la houle aborde une paroi imperméable (quai, digue, talus), elle se réfléchit partiellement c'est-à-dire son amplitude devient inférieure ou égale à l'amplitude d'incidence. La houle réfléchi en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis. [1]

c. La réfraction

Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable, sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle, les crêtes se déforment en plan : la houle réfracte. [3]

d. La diffraction

Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle diffracte.

I.2.1.2. Marées

La marée est le mouvement périodique qui affecte le niveau général des mers et des océans où la manifestation est la plus fréquente. C'est une oscillation due à l'attraction des astres sur les molécules liquides dont l'amplitude est très variable (de 0,3 à 15m) et dont l'ordre de grandeur de la période est d'une demi-journée ou d'une journée. 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 dite « le montant » ; le niveau baisse pendant « le perdant ». La variation du niveau de l'eau est accompagnée de courants de même période appelés « courants de marée » qui transportent les énormes masses d'eau déplacées par la marée.

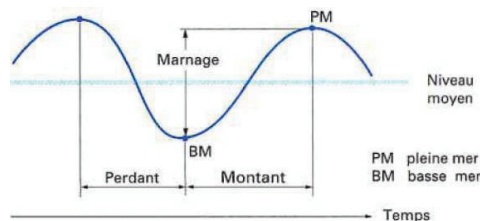


Figure I.2. Variation du niveau de mer

I.2.1.3. Seiches

Les seiches sont des oscillations stationnaires dans un bassin fermé ou semi-fermé. Il s'agit de mouvements oscillatoires lents des étendues d'eau rentrant dans la catégorie générale des ondes de gravité et dont la période est comprise entre celle des vagues de tempête les plus longues et celle des marées semi-diurnes.

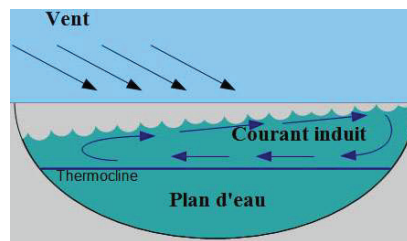


Figure I.3. Oscillation des eaux en bassin fermé « La seiche »

I.2.2. Courants

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Il est causé par l'action des forces de pression et de pesanteur (forces internes) ainsi que par l'action des forces du vent, d'attraction des astres (forces externes) et à ses forces là s'ajoutent les forces induites : force de Coriolis, force de frottement interne du fluide.

I.2.2.1. Courants généraux

Ce sont des courants océaniques à caractère pratiquement permanent et uniforme. Ils sont dus aux variations de pression et de pesanteur en divers points des océans (mers équatoriales et mers polaires) et n'ont pas d'influence sur les petites profondeurs. [1]

I.2.2.2. Courants de marée

Les courants de marée aussi dits "courants gravitationnels", sont des courants dont l'origine est la force génératrice des marées, ils sont, tout comme cette dernière, liés principalement à l'attraction newtonienne entre la Terre, la Lune et le Soleil. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. [3]

I.2.2.3. Courants de houle

Ils sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur). Leur importance décroît avec la profondeur. Ils se dressent en 3 catégories :

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

I.2.2.4. Courants côtiers

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

I.3 CONCLUSION

Afin de pouvoir entamer les vols techniques propres à notre projet, une mise au point des différentes notions sur la théorie des mouvements de la mer est plus que nécessaire, car comme nous avons pu le voir la mer est un milieu à caractère très violent et l'on ne peut prétendre assurer une protection du rivage et des équipements d'un port maritime contre l'action de la mer si nous ne sommes pas en mesure de définir, différencier, quantifier ou du moins prévoir ces mouvements ainsi que leurs répercussions. Dans le prochain chapitre, nous aborderons les différents types de ports maritimes et les ouvrages qui les constituent.

Chapitre II

*Généralités sur les ouvrages
portuaires.*

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires

II.1. INTRODUCTION

Les mutations technologiques en matière de manutention portuaire ont comme dans beaucoup de secteurs profondément bouleversé le paysage des ports au cours de ces dernières années. Ceux-ci ont gagné en efficacité, se transformant en des ensembles industriels où les notions de productivité et de compétitivité sont devenues la règle. La conception et la réalisation d'un port maritime constituent, de ce fait, une tâche difficile mais passionnante car elle fait appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire. Dans ce chapitre, nous avons entrepris d'élucider les notions essentielles et fondamentales concernant les ports, leurs rôles et les différents ouvrages qui les constituent.

II.2. DEFINITION D'UN PORT

Un port est un endroit géographique par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers. La dénomination du port dépend du mode de transport retenu : aéroport, port fluvial et port maritime.

Un port maritime est une infrastructure située sur le littoral maritime et destinée à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.



Photo II.1. Port d'Oran

II.3. FONCTION DES PORTS

Le port peut se définir comme l'ensemble des équipements devant répondre aux besoins des opérations réalisées à l'interface terre-navire. Ces équipements concernent soit les fonctions relatives aux navires, soit celles relatives aux opérations à terre.

Le navire attend d'un port des services pour son abri, son accostage, son avitaillement et ses réparations.

Liées aux navires, les opérations portuaires à terre concernent essentiellement le traitement des marchandises et des personnes transportées par voie maritime et transitant par les installations portuaires où elles sont soit chargées, soit déchargées.

II.4. TYPES DE PORTS

Un port est à l'origine conçu pour remplir une mission bien définie et donc une activité bien spécifique. Cependant, profitant des équipements mis en place, d'autres activités viennent généralement se greffer sur l'activité d'origine. Par ailleurs, la localisation d'un port en fonction des besoins à remplir (position stratégique militaire, proximité des lieux de production et de consommation) doit en général être optimisée en fonction des impératifs nautiques (tirants d'eau des navires par exemple) et des caractéristiques des sites en présence (courants, houles, sédimentation).

La classification des ports ne peut, dans ces conditions, être faite d'une façon unique. Elle est donc abordée en distinguant les ports, soit par leurs fonctions principales, soit par leur implantation.

II.4.1. Classification par fonctions principales

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement distinguer quatre types de ports : [2]

II.4.1.1. Ports militaires

Le port militaire requiert des espaces abrités importants où les navires peuvent stationner disséminés dans un but de protection. Des installations lourdes de protection peuvent être nécessaires : bases sous-marines, arsenal. Les équipements d'un port militaire comprennent généralement aussi des installations pour l'armement et l'entretien des navires de guerre.

II.4.1.2. Ports de commerce

Ils permettent de traiter les trafics de marchandises et de passagers. Ils sont le point de rupture dans la chaîne de transport : soit entre le mode terrestre et le mode maritime, soit entre deux modes maritimes. Les installations des ports de commerce, autrefois très polyvalentes, sont de plus en plus spécialisées en terminaux (rouliers, conteneurs, passagers, hydrocarbures).

II.4.1.3. Ports de pêche

Outre la fonction accueil des navires, ces ports sont équipés de façon conséquente pour débarquer, traiter et commercialiser les produits de la pêche.

II.4.1.4. Ports de plaisance

Ils sont implantés dans des zones dont la vocation touristique a été clairement annoncée. Les installations des ports de plaisance ont pour but de procurer aux plaisanciers des prestations leur permettant de profiter au mieux de leur séjour ou de leurs loisirs. Ces ports sont très souvent incorporés dans des complexes immobiliers qui viennent compléter les services offerts à la clientèle.

II.4.2. Classification par implantation

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Suivant le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :

II.4.2.1. Ports au large

L'accroissement des tirants d'eau des navires peut nécessiter des travaux d'aménagement d'infrastructures (chenaux, ports) et d'entretien très onéreux. Une alternative est offerte avec des installations aménagées au large, là où les profondeurs naturelles existent. Il peut s'agir d'îles artificielles ou simplement de bouées d'amarrage. Ces installations peuvent servir à des transferts de navire à navire ou être reliées à la terre par des oléoducs sous-marins (trafic d'hydrocarbures) ou des bandes transporteuses. [4]

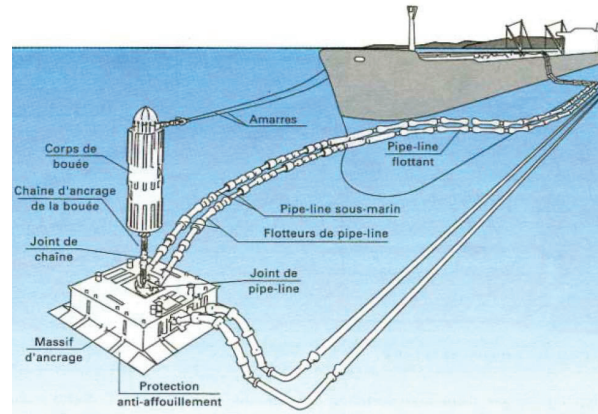


Figure II.1. Type de bouée d'amarrage au large

II.4.2.2. Ports à la côte

Ils sont établis dans des sites naturellement abrités ou protégés artificiellement. Les terre-pleins et plans d'eau portuaires peuvent être aménagés soit par remblaiement sur la mer, soit par creusement à l'intérieur des terres.

II.4.2.3. Ports intérieurs

Ils sont établis le long de cours d'eau ou de canaux maritimes. Leurs débouchés à la mer peuvent être soit naturels soit aménagés. Le débouché à la mer peut être équipé par des écluses.

II.5. ROLES DES PORTS

II.5.1. Rôle économique

Un port est un établissement qui assure la continuité des transports entre les voies maritime et terrestre ou fluviale en plus d'un rôle industriel qui réside dans le traitement ou la transformation des matières premières importées par la voie maritime et d'un rôle de marché qui réside dans les opérations commerciales faisant du port un lieu de marché.

II.5.2. Rôle physique

Un port est une infrastructure qui permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour effectuer leurs opérations de transit et leur avitaillement, et assurer leur entretien et leurs réparations.

II.6. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME

Les ouvrages constituant les ports maritimes se décomposent en deux principaux types :

II.6.1. Ouvrages extérieurs

On appelle ouvrages extérieurs l'ensemble des ouvrages de protection, qui ont pour vocation de protéger les zones de manœuvres et des postes d'opérations contre la houle et les courants. Les types les plus courants sont les jetées et les digues. [6]

II.6.1.1. Jetées

Ce sont des structures rigides construites, s'avancant dans la mer, un lac ou un fleuve et qui servent à l'embarquement et au débarquement des marchandises et voyageurs. Il existe deux types de jetées :

- Les jetées principales ;
- Les jetées secondaires.



Photo II.2. Port de pêche et de plaisance Stora wilaya de Skikda

II.6.1.2. Dignes

Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel dont la fonction est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par des eaux de la mer, lac, ou fleuve. On distingue plusieurs types de digues : [6]

a. Dignes à talus

Les digues à talus sont des ouvrages de forme trapézoïdale constitués de matériaux rocheux, habituellement protégés par une carapace de blocs d'encrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

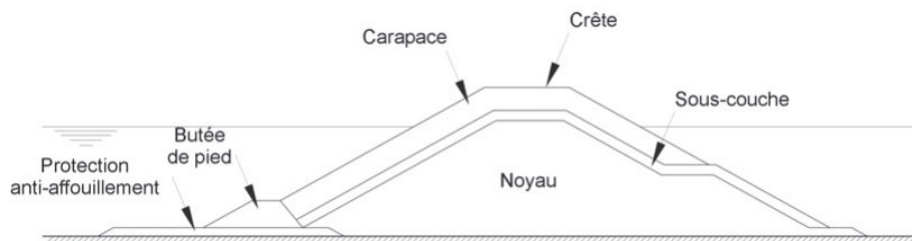


Figure II.2. Coupe-type d'une digue à talus

b. Digues verticales

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion quasi totale (par leur poids propre).

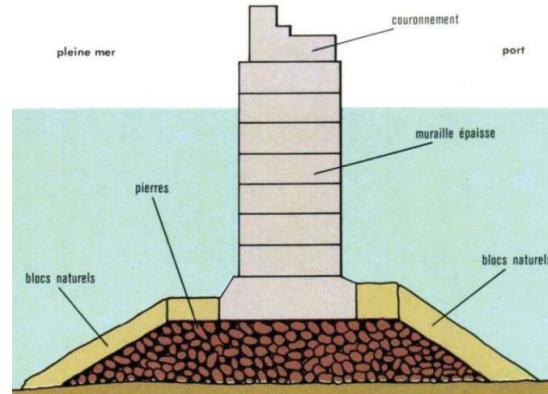


Figure II.3. Coupe-type d'une digue verticale

c. Digues mixtes

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte qui est la combinaison entre les digues.

d. Digues spéciales

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

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

II.6.2. Ouvrages intérieurs

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des jetées. On distingue plusieurs types d'ouvrages intérieurs :

II.6.2.1. Ouvrages de protection et d'accès

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

II.6.2.2. Plans d'eaux

Servant à l'évolution et au stationnement des navires, ils constituent :

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

- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.
- Une zone d'évitage, qui est la zone où le navire change son cap de 180° généralement aidé de remorqueurs pour se diriger vers un poste ou vers la sortie du port. Elle doit être d'autant plus vaste que le navire est soumis à un vent violent.

II.6.2.3. Ouvrages d'accostage

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

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

On distingue parmi les ouvrages d'accostage :

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

II.6.2.4. Ouvrages de réparation

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

- Forme de radoub ;
- Cale de halage ;
- Docks flottants ;
- Grils de carénage ;
- Cales de lancement ou écluses maritimes.

II.7. SIGNALISATION MARITIME

Le dictionnaire de l'Association Internationale de Signalisation Maritime définit la signalisation maritime comme étant un ensemble d'aides à la navigation maritime qui assure la sécurité des bateaux et à faciliter leurs mouvements. On peut distinguer :

- Les signalisations optiques ;
- Les signalisations sonores ;
- Le balisage ;
- Les aides radioélectriques.

II.8. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages et aménagements qui font les ports d'aujourd'hui. Dans le chapitre suivant, nous aborderons les divers aspects de notre projet ainsi que les données et considérations à prendre en compte pour sa conception.

Chapitre III

Présentation du projet et collecte de données.

CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.

III.1. INTRODUCTION

Tout projet commence avec un besoin : un désir, une nécessité ou un manquement. La phase de la collecte de donnée définit les besoins en posant les objectifs de l'aménagement afin d'évaluer sa faisabilité. La principale activité à ce niveau consiste à identifier les fonctions, les contraintes et les informations requises pour poursuivre le processus de conception.

Dans le présent chapitre, nous présenterons le projet d'aménagement de l'abri de pêche de Madagh ainsi que toutes les données de base nécessaires à notre étude.

III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET

Le site de Madagh est situé à environ 30 Km à l'Est de la ville de Ain Temouchent et à 10 Km à l'Est du village de Bouzedjar.

La zone de projet se présente sous la forme d'une baie à relief accidenté, entouré par des falaises de hauteur imposante. La baie est constituée d'une vaste plage qui relie les deux falaises. Ses coordonnées sont :

- Latitude : 35°37'52''N ;
- Longitude : 1°04'03''W.



Photo III.1. Site de projet

III.3. PRÉSENTATION ET OBJECTIFS DU PROJET

L'abri de pêche de Madagh, situé à l'extrême ouest du littoral, à la wilaya de Aïn Témouchent aux limites avec la wilaya d'Oran, est une infrastructure portuaire qui a pour but principal de désengorger les ports de pêche de Béni Saf et de Bouzedjar.

Complètement saturé et dépassant largement sa capacité d'accueil de la flotte maritime le port de Bouzedjar (10 Km plus à l'ouest) sera soulagé par le port de Madagh 2 qui devra pouvoir accueillir une centaine d'embarcations.

Cette nouvelle infrastructure portuaire permettra non seulement le développement du secteur de la pêche de la wilaya d'Aïn-Temouchent vu la richesse halieutique de la zone de pêche de

Madagh, mais viendra aussi répondre à la volonté des autorités pour le développement économique de la région, car elle est sensée générer plus de 200 postes de travail directs et autres indirects.

L'objectif de ce projet est de doter le littoral témouchentois d'une infrastructure de pêche afin d'améliorer les conditions des gens de la mer, à travers l'aménagement de sites appropriés d'accostage et de protection de leurs embarcations, ainsi qu'une halle à marée pour la commercialisation des produits halieutiques. Le futur petit port de Madagh 2 servira aussi de havre pour les bateaux en difficulté lors des mauvais temps en mer.



Photo III.2. Plan de situation du projet

III.4. COLLECT DES DONNÉES

III.4.1. Levé topographique et bathymétrique

Afin de dimensionner les ouvrages côtiers, une description des caractéristiques géométriques ainsi que la morphologie des fonds marins et de la surface de sol au-dessus de l'eau sont nécessaires, de ce fait des campagnes topographiques et bathymétriques ont été réalisées. Les travaux ont inclus :

- Un levé topographique détaillé du site d'étude sur une superficie de 10 hectares. Données météorologiques.
- Un levé bathymétrique d'une superficie de 100 hectares.
- 40 points de sondages à la lance.
- Un prélèvement de 50 échantillons de sédiments.

Les résultats des campagnes sont détaillés dans l'Annexe A.

III.4.2. Données météorologiques

III.4.2.1. Climat et température

Le climat de Ain Témouchent est dit tempéré chaud, l'emplacement étant classé climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. La wilaya affiche une température annuelle moyenne de 17.4 °C.

III.4.2.2. Vent

Sur la base des données du SSMO et du LCHF, il a été conclu que :

- En période hivernale, le secteur OSO est caractérisé par des vents dominants fréquents et quelques fois forts et qui sont régulièrement répartis entre le 1er et 4ème trimestre de l'année et atteignant 12 à 16 m/s ;
- En période estivale, le secteur NNE est caractérisé par des vents dominants très fréquents et forts pouvant atteindre 5 à 8 m/s.

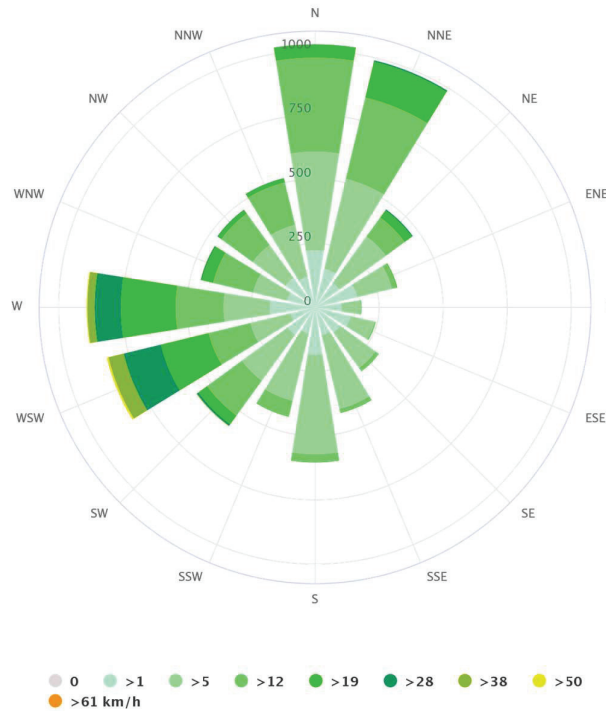


Figure III.1. Rose des vents de la wilaya de Ain Temouchent

III.4.3. Données océanographiques

Les données océanographiques incluent :

- La marée et les variations du niveau marin ;
- La houle au large.

III.4.3.1 Marée et variations du niveau marin

Les niveaux de référence sont rattachés au zéro hydrographique des CM. Le niveau moyen de la mer est considéré à la côte +0.40m.

L'amplitude des marées sur la côte Algérienne est relativement faible, de l'ordre de 20cm. On constate toutefois une variation saisonnière du niveau de la mer en fonction des variations de pression atmosphérique et des conditions climatologiques. Cette variation est maximum de novembre à décembre et peut atteindre 40cm.

En l'absence de mesures précises de la variation du niveau de la mer liée aux surcotes constatées par fort vent d'Ouest, le niveau extrême est estimé à +0.85m NGA correspondant au niveau moyen de la mer plus une surcote de 0.45m (combinaison de la variation de pression atmosphérique et d'une surcote de tempête).

En conclusion, les niveaux d'eau à retenir sont :

- NGA= + 0.40 ZH ;
- PMVEE=+0.2m NGA ; BMVEE=-0.2 NGA;
- PMVE=+0.1m NGA ; BMVE=-0.1 NGA ;
- Niveaux max = +0.85 NGA.

III.4.3.2 Houle au large

Les données concernant la houle au large sont issues des statistiques enregistrées sur les côtes algériennes. Elles sont issues des observations de navires, obtenues par Météo-France sur la période 1973 – 2003. Les données obtenues concernent les zones suivantes :

- 35°30' (35,5') à 37° latitude Nord – 1° à 3°30' longitude Ouest ;
- 35°30' à 37°30' latitude Nord – 2° longitude Ouest à 0°30' longitude Est ;
- 36° à 38°30' latitude Nord – 0°30' à 3° longitude Est.

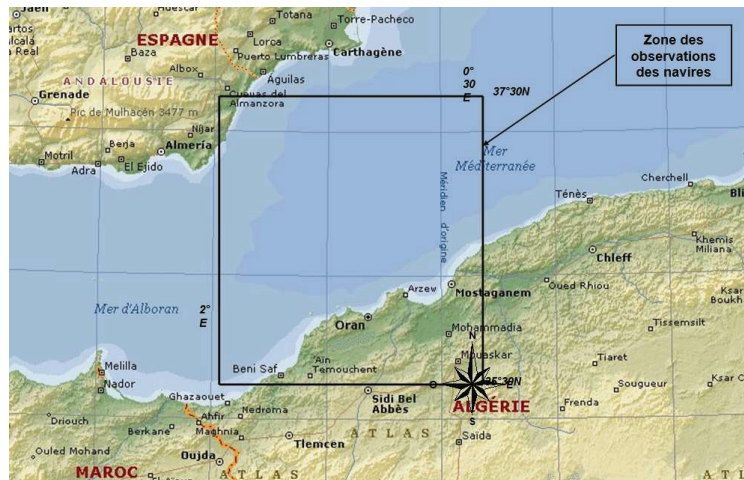


Figure III.2. Zone d'observation des navires

La zone d'observation des navires au large d'Oran ; comme montré sur la Figure III.2., est celle utilisée pour la présente étude. Les directions des houles dominantes aux larges obtenues sont les suivantes :

Tableau III.1. Directions des houles dominantes

Secteur	N 335°	N 15°	N 295°	N 355°	N 255°	N 295°
Direction	N		N-O		O	
	360°		315°		270°	

Une analyse statistique a été réalisée, permettant de fixer les valeurs des houles extrêmes pour les secteurs de provenance pouvant atteindre le site d'étude. Pour les besoins de l'étude, trois directions de houles de récurrence biennale, décennale et centennale ont été étudiées.

Tableau III.2. Caractéristiques des houles extrêmes au large (SSMO –région Ouest Algérie)

Direction de houle	360°N			315°N			270°N		
Période de retour (Ans)	02	10	100	02	10	100	02	10	100
H_s (m)	4.2	5.9	9.2	4.7	7.1	10.4	6.7	8.80	11.7
T_p (s)	10.05	11.92	14.49	10.66	12.99	15.19	12.65	14.23	15.85

Ces données ont été soumises à un calcul de réfraction à l'aide du logiciel SWAN dont les résultats sont présentés dans l'Annexe B.

III.4.4. Données sismiques

Selon le Règlement Parasismique Algérien 99/2003, la zone d'étude fait partie de la Zone IIa, ce qui signifie que c'est une zone de sismicité moyenne.

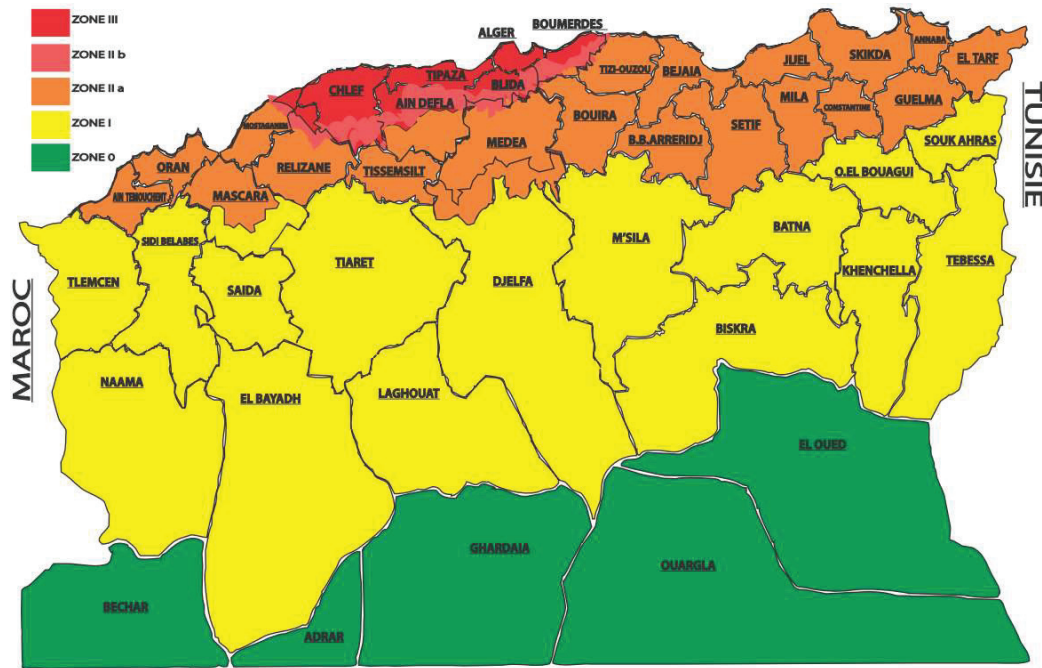


Figure III.3. Carte de zonage sismique du territoire national

L'ouvrage étant classé dans la catégorie 2 (ouvrages courants), le coefficient d'accélération de la zone de projet est de $A=0.15g$.

Tableau III.3. Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

III.4.5. Données physiques

III.4.5.1. Caractéristiques géotechniques

La reconnaissance géotechnique du site ou le port devra être projeté n'a pas été faite pour des raisons économiques et pour remédier à ce problème des hypothèses ont été établies en se basant sur les études de sol des constructions avoisinantes.

Tableau III.4. Hypothèses géotechniques

Élément	Paramètre	Attribut
Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements	$\gamma_a(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	37.00
	$C(t/m^2)$	0.00
	$\delta(^{\circ})$	$\frac{2}{3}\varphi$
Assise en enrochement	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	37.00
	$C(t/m^2)$	0.00
	$\sigma_{adm}(t/m^2)$	50.00
Sol de fondation	$\gamma_a(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	35.00
	$C(t/m^2)$	0.00

III.4.6. Données sur le projet

Les données relatives à la flottille destinée au nouvel abri de pêche de Madagh sont :

Tableau III.5. Caractéristiques des embarcations

Type	Longueur	Largeur	Tirant d'eau	Nombre
Petits métiers	5 à 9m	3m	0.5 à 1.5m	100

La profondeur minimale au pied des quais est tributaire des données suivantes :

- Tirant d'eau de l'embarcation : 1.5 m
- Agitation : 0.15 m
- Pied de pilote : 0.55 m
- Marée : 0.40 m

Dans notre cas, la profondeur minimale à respecter au pied des quais est de **2.75 m**.

III.5. CONCLUSION

À travers ce chapitre, nous avons pu synthétiser les principaux aspects techniques à considérer pour la conception de notre projet. Dans le chapitre suivant, nous utiliserons les données déterminées afin de concevoir plusieurs variantes structurelles d'aménagement de l'abri de Madagh.

Chapitre IV

Etude d'aménagement.

CHAPITRE IV : Etude d'aménagement.

IV.1. INTRODUCTION

Après avoir cerner dans le chapitre précédent les données techniques du projet, il s'agit dans le courant chapitre de choisir les deux ou trois variantes susceptibles d'être réalisées compte tenu du contexte local de la région de Ain Temouchent dans toutes ses composantes.

Tous les ouvrages sont conçus pour remplir un ou plusieurs objectifs spécifiques. En plus des exigences fonctionnelles et exigence de performances d'autres considération peuvent s'imposer tels que les considérations techniques, économiques, environnementales, et sociales aussi.

IV.2. CRITERES DU PROJET

Pour notre projet, l'objectif principal de cet aménagement est de répondre aux exigences et besoins de la région en activité de pêche, ce qui s'inscrit dans le plan opérationnel « Aquapêche 2020 », dont l'objectif stratégique consiste à doubler la production halieutique nationale pour la porter à 200.000 tonnes par an.

Pour le port de Madagh 2 qui est un abri de pêche, il convient de préciser que l'aménagement doit se faire selon 3 zones distinctes :

- Une zone d'amarrage ;
- Une zone de réparation ;
- Zone diverse.

IV.2.1 Zone d'amarrage

Cette zone est conçue pour permettre non seulement l'amarrage des navires tout en assurant une utilisation optimale des linéaires de quais disponibles (100 petits métiers) et leurs avitaillements en fuel mais aussi pour offrir aux services de sureté un espace adéquat afin de pouvoir exercer leurs fonctions dans les meilleurs des conditions.

IV.2.1.1 Halle de vente et entrepôt frigorifique

L'estimation de la surface nécessaire pour la halle de vente est basée sur une évaluation de la production en poisson. Selon les ratios de rendements retenus pour les petits métiers, la production annuelle est estimée à $10 t/an$. Ce qui nous donne une production annuelle pour 100 petits métiers estimée à : $100 \times 10 = 1000 t/an$.

Le nombre de sorties par an est estimé à 200, soit une moyenne de $5t$ de poisson par jour. Afin de tenir compte des prises de pointe, on considère deux fois la prise journalière soit : $2 \times 5 = 10 t/j$.

Sur la base d'un ratio de $0.1 t/m^2$, le besoin en surface pour la halle de vente est de $5m^2$ et $60m^2$ pour la surface de l'entrepôt frigorifique. Le total en surface est de $160m^2$ environ.

IV.2.1.2 Fabrique de glace

Sur la base des besoins journaliers la quantité de glace à fabriquer est de 10 t/j , en tenant compte des imprévues on aura donc 15 t/j , donc une surface de 60m^2 est réservée pour la fabrique de glace.

IV.2.2 Zone de réparation et entretien

IV.2.2.1 Surface des terre-pleins pour la réparation

Pour la mise à sec des petits métiers, il est prévu une cale de halage. La surface préconisée permet la mise à sec des $2/3$ des embarcations de pêche, soit environ 67 petits métiers. Sur la base de 40m^2 par unité, le besoin en surface de terre-pleins est de $67 \times 40 = 2680\text{m}^2$.

IV.2.2.2 Rangement d'outillages et d'accessoires

Compte tenu de la demande exprimée la surface minimale retenue est de $12\text{ m}^2/\text{unité}$. La superficie totale des cases pêcheurs est de : $100 \times 12 = 1200\text{m}^2$.

IV.2.3 Zone diverse

IV.2.3.1 Alimentation en énergie

Une surface de 100m^2 a été prévue pour la station d'avitaillement en carburant (NAFTAL). Cette station est située à 10m de la magistrale du quai d'avitaillement.

IV.2.3.2 Bâtiment administratif

Une surface pour le bloc administratif est prévue et est estimée à 100m^2 .

IV.2.3.3 Surface parking

Une réservation de 25m^2 est assurée à chaque véhicule. Sur la base d'un véhicule par embarcation au minimum, la surface totale à réserver est de : $100 \times 25 = 2500\text{m}^2$.

IV.2.3.4 Protection civile/brigade maritime et douane

En ce qui concerne les surfaces réservées pour le poste de police, la protection civile, la brigade maritime et la douane, il faut prévoir une surface d'environ 800m^2 .

Tableau IV.1. Besoins en termes de linéaire : quais

Besoins	Linéaire (ml)
Quai pour l'amarrage	400
Brigade maritime	40
Avitaillement en fuel	40
Total	480

Tableau IV.2. Besoins en termes de surface : terre-plein

Besoin	Surface (m ²)
Halle de vente et entrepôt frigorifique	160
Fabrique de glace	60
Terre-pleins pour la réparation	2680
Rangement	1200
Alimentation en énergie	100
Bâtiment administratif	150
Surface parking	2500
Protection civile/Brigade maritime et douane	800
Voies de circulation	1530
Total	9180

IV.3. RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Certaines recommandations générales de conception sont nécessaires à énumérer et à mettre aux claires avant d'entamer l'esquisse des variantes à proposer ; et afin de se donner des valeurs de référence adéquates et propres au projet en vue de réalisation on s'est appuyé sur certains manuels.

IV.3.1. Embouchure

L'embouchure doit être réalisée en tenant compte des plans de houle pour éviter sa propagation à l'intérieur du bassin ainsi que les dimensions des embarcations.

La largeur de l'embouchure est déterminée selon la recommandation du ROM 3.1-99. Elle doit être supérieure ou égale à la longueur totale (l_e) du navire de projet. → $l_e \geq 9 m$

IV.3.2. Zone d'évitage

Selon les recommandations du PIANC, dans la phase de conception, le diamètre nominal de la zone d'évitage devrait être $> l_e$.

IV.3.4. Surface du plan d'eau

La valeur minimale de la surface de plan d'eau peut être estimée à travers la formule que préconise le PIANC :

$$S_a = 3.2 \times N \times M \times E$$

Avec :

- S_a : Surface du plan d'eau ;
- $N = 100$: Nombre d'embarcations ;
- $M = 4m$: Largeur du bateau moyen ;
- $E = 7m$: Longueur du bateau moyen.

$$S_a = 8960 m^2$$

IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

IV.4.1. Variante 1

Les ouvrages de protection et d'accostage de la variante 1 sont constitués de :

a. Ouvrages de protection

- Une jetée principale d'environ 247ml de longueur fondée entre 0.00m et -5.00m orientée vers l'est ;
- Une jetée secondaire d'environ 146ml de longueur fondée entre 0.00m et -5.00m orientée vers l'ouest.

b. Ouvrages d'accostage

- Un quai de 55ml situé sur la jetée principale, fondé à -3.90m NGA, destiné pour l'avitaillement et les unités des gardes cotes ;
- Un quai de 46ml, fondé à -2.90m NGA, destiné pour débarquement ;
- Deux quais de 70ml et 51ml fondés à -2.90m NGA, destiné pour les unités de pêche ;
- Un quai de 40ml fondé à -3.90m NGA, destiné pour les unités de pêche ;
- Deux appontements de 70ml fondés à -2.90m NGA, destinés pour les unités de pêche ;
- Une cale de halage pour la mise à sec des embarcations ;
- Un terre-plein d'une superficie d'environ 2.50Ha ;
- Un plan d'eau d'une superficie d'environ 7.50Ha.

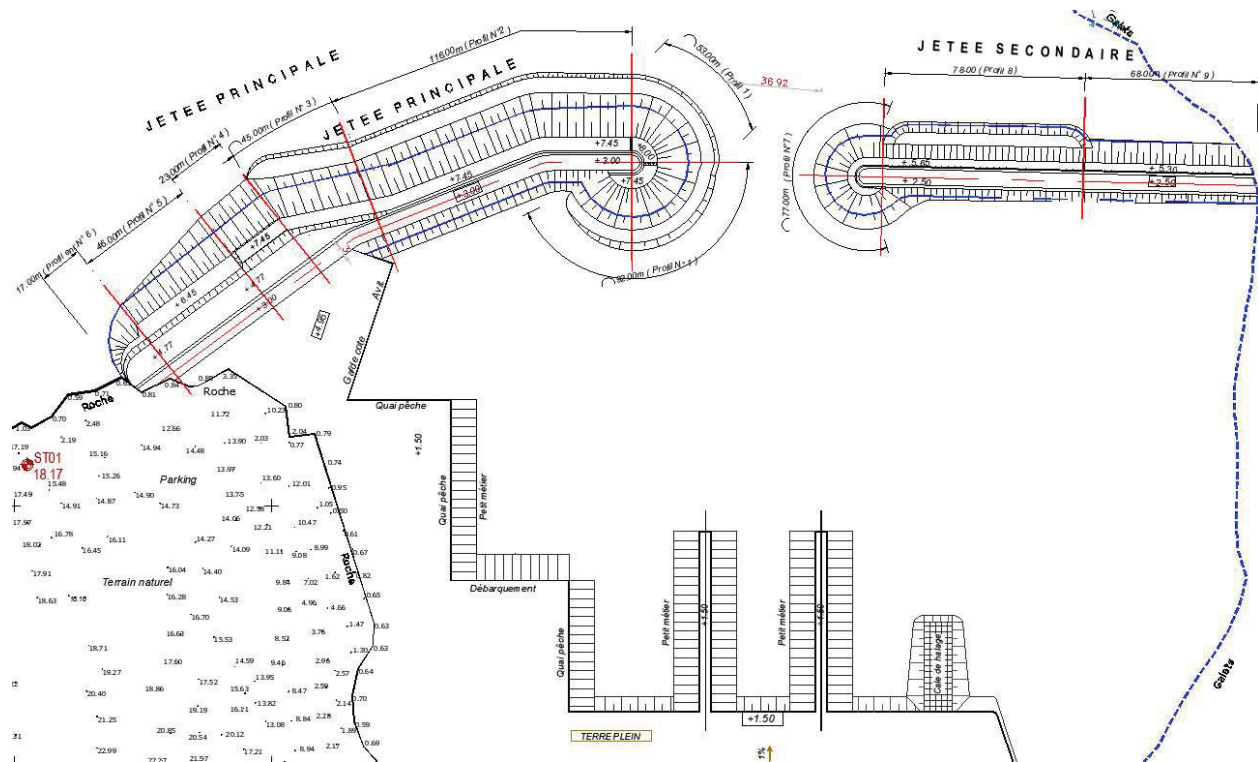


Figure IV.1. Plan de masse de la variante 1 d'aménagement

IV.4.2. Variante 2

Les ouvrages de protection et d'accostage de la variante 2 sont constitués de :

a. Ouvrages de protection

- Une jetée principale d'environ 280ml de longueur fondée entre 0.00m et -5.00m orientée vers le nord-est ;
- Une jetée secondaire d'environ 128ml de longueur fondée entre 0.00m et -3.50m orientée vers le nord-ouest.

b. Ouvrages d'accostage

- Un quai de 70ml situé sur la jetée principale, fondé à -3.85m NGA, destiné pour l'avitaillement et les unités des gardes cotes ;
- Un quai de 60ml, fondé à -2.85m NGA, destiné pour le débarquement ;
- Deux quais de pêche de 80ml et 50ml fondés à -2.85m NGA, destinés pour les unités de pêche ;
- Deux appontements de 80ml fondés à -2.85m NGA, destinés pour les unités de pêche ;
- Une cale de halage pour la mise à sec des embarcations ;
- Terre-plein d'une superficie d'environ 2.60Ha ;
- Un plan d'eau d'une superficie d'environ 6.20Ha.

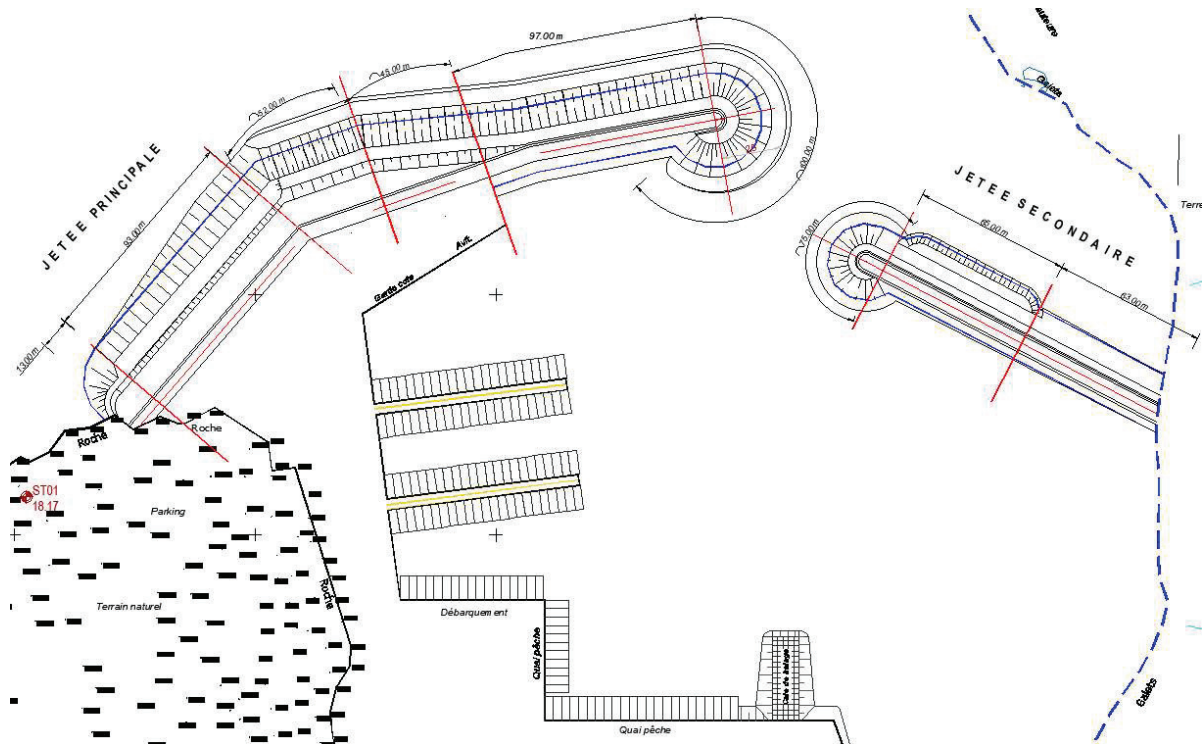


Figure IV.2. Plan de masse de la variante 2 d'aménagement

IV.5. DONNEES DE HOULE

IV.5.1. Données de réfraction

L'étude de la réfraction a donné les directions des houles à la profondeur -5m pour les différentes périodes préconisées. Les calculs de la réfraction sont présentés en Annexe B.

Tableau IV.3. Récapitulatif des houles moyennes à la profondeur de -5m

	Jetée principale			Jetée secondaire		
	Enracinement	Courant	Musoir	Enracinement	Courant	Musoir
N315°	4,20	5.00	5.00	3.18	3.9	3.9
N270°	2.78	4.17	3.47	2.45	3.06	1.76
N360°	4.01	4.02	2.56	2.95	3.38	3.26

IV.5.2. Données d'agitation

L'étude d'agitation est faite dans le but de connaître l'agitation à l'intérieur du bassin. Elle est réalisée à l'aide du modèle numérique DIFFRA qui tient compte de la diffraction et de la réfraction de houle susceptible d'atteindre l'entrée du port.

Le coefficient d'agitation K_a représente le rapport de la hauteur de la houle, au point considéré, et la hauteur au niveau de la passe d'entrée.

Après examen des résultats de la simulation numérique de l'agitation de la houle relatifs aux variantes 1 et 2, on peut conclure ce qui suit :

Tableau IV.4 Récapitulatif des valeurs du coefficient d'agitation

Désignation	Variante 1	Appréciation de l'agitation	Variante 2	Appréciation de l'agitation
Quais	$0.10 \leq K_a < 0.20$	Faible	$0.10 \leq K_a < 0.20$	Faible
Appontement	$0.10 \leq K_a < 0.20$	Faible	$0.10 \leq K_a < 0.20$	Faible
Bassin	$0.60 \leq K_a < 0.80$	Acceptable	$0.80 \leq K_a < 1.20$	Acceptable
Passe d'entrée	$1.00 \leq K_a < 1.20$	Peu acceptable	$1.00 \leq K_a < 1.40$	Non admis

Les résultats montrent que les conditions d'agitation au niveau des ouvrages d'accostage sont satisfaisantes pour les deux variantes. Cependant au niveau du bassin et la passe d'entrée la variante 1 offre un meilleur résultat que la variante 2.

Ainsi, elle garantit l'accès au port dans de bonne condition.

IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE

Sur la base des estimations unitaires par mètre linéaire établis par le Laboratoire d'Etudes Maritimes, l'estimation des variantes est (Voir détails en Annexe C) :

- Variante n°1 : 1 137 550 000 DA-HT ;
- Variante n°2 : 1 125 100 000 DA-HT.

IV.7. ANALYSE MULTICRITERE

Après l'analyse des données, la conception de cet abri de pêche et la proposition de deux variantes de projet, on se doit de choisir l'une d'entre elle en s'appuyant sur les paramètres suivants :

- Une configuration optimale de l'accessibilité par mer et par terre ;
- Des conditions optimales pour l'amarrage ;

- L'assurance de tous les services nécessaires au bon fonctionnement de la structure pendant tous les mois de l'année (été et hiver) ;
- L'aspect économique.

IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations

A la lumière des résultats précédents, une étude comparative des variantes a été établie sur la base des critères suivants :

- L'agitation au niveau des ouvrages d'accostage ;
- L'agitation dans le bassin et la passe d'entrée ;
- Le coût de construction ;
- La surface des terre-pleins.

Les notations A, B, C sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessus. Ces notations correspondent aux qualifications suivantes :

- A : cas favorable ;
- B : cas peu favorable ;
- C : cas défavorable.

Tableau IV.5. Comparaison des variantes

	Variante 1	Variante 2
Agitation au niveau des ouvrages d'accostage	A	A
Agitation dans le bassin et la passe d'entrée	A	C
Surface des terre-pleins	A	A
Surface en plan d'eau	A	B
Coût de construction	B	A
Notation globale	4A+B	3A+B+C

Même si son coût est plus important, la variante n°1 offre de meilleures conditions de navigation au niveau de l'accès au port et permet ainsi d'avoir une meilleure stabilité et tenue pour les petits métiers au niveau de la passe d'entrée et le bassin.

Sur la base de ces critères sus cités dans le tableau comparatif, la variante n°1 se distingue favorablement par rapport à la variante 2.

IV.8. CONCLUSION

Après présentation des variantes d'aménagement et l'étude comparative, nous constatons qu'en plus du facteur économique, la demande en stabilité a un rôle décisif dans le choix de la variante. La variante retenue sera dimensionnée et étudiée dans les chapitres suivants.

Chapitre V

*Dimensionnement des ouvrages de
protection.*

CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.1. INTRODUCTION

Les jetées sont des digues dont le rôle est de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion...). Ce sont des ouvrages constitués de matériaux rocheux, habituellement protégés par une carapace de blocs d'enrochements naturels ou artificiels de plus grandes dimensions.

À travers ce chapitre, nous nous consacrerons au dimensionnement des différents éléments constituant ces ouvrages de protection.

V.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Le choix du type d'ouvrage à réaliser dépend de plusieurs critères fondamentaux :

- La durabilité ;
- L'efficacité de la protection contre la houle ;
- Le coût de construction ;
- Le coût d'entretien.

Dans le cadre de notre projet, il a été opté pour des digues à talus pour leur facilité de réalisation, d'entretien et de réparation en cas de dommage. Elles sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous forme de trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux. Une digue à talus est composée :

- D'un soubassement et éventuellement d'un tapis de pied à la partie inférieure de la digue;
- D'un noyau protégé par des sous-couches et par des carapaces en éléments capables de résister à l'attaque de la houle côté extérieur, mais aussi côté intérieur, pouvant être maintenues en partie basse par des butées de pied ;
- De cavaliers de pied qui renforcent, si besoin, l'ouvrage en partie basse ;
- D'un couronnement en partie haute.

V.3. CHOIX DES MATÉRIAUX

Les matériaux constituant les jetées sont sélectionnés en tenant compte de plusieurs considérations dont :

- La taille des blocs requis ;
- La qualité, la quantité et la taille des enrochements naturels disponibles (une carrière peut rarement fournir une quantité suffisante d'enrochements supérieurs à (6-10t)) ;
- La distance entre la carrière et le site du projet (coût et délais de transport).

Les matériaux utilisés pour la carapace sont également tributaires de la houle de projet H . Le choix se porte sur :

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

Notre houle de projet prépondérante dépasse les 3m (voir Annexe B). Les enrochements choisis sont donc :

Tableau V.1. Matériaux constituant les jetées

Section	Type de matériau
Matériaux de remplissage du noyau	TVC
Sous-couche : matériaux de filtration	Enrochement ; Blocs anguleux
Carapace : matériaux de protection	BCR (Blocs cubiques rainurés)

V.4. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT DES JETÉES

Le dimensionnement des éléments constituant les jetées principale et secondaire comprendra:

- La détermination du poids de la carapace, de son épaisseur et du nombre de blocs par mètre carré ;
- La détermination du poids des filtres et leurs épaisseurs ;
- La détermination du poids du noyau ;
- Le dimensionnement des butées de pied ;
- La vérification des lois de TERZAGHI.

Pour le calcul, trois types de profils différents sont considérés :

- L'enracinement ;
- Le profil courant ;
- Le profil du musoir.

V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE

V.5.1. Carapace

La carapace est la partie de l'ouvrage qui reçoit directement l'attaque de la houle.

V.5.1.1. Poids de carapace

Le poids des blocs constituant la carapace est donné par la formule d'HUDSON :

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

Avec :

- $K_D = 6.8$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (BCR) ;
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer ;
- H_b : Houle de projet ;
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$) ;

À partir des résultats obtenus, on procède au choix des poids de BCR pour les différents profils en tenant compte des recommandations du CERC.

Tableau V.2. Poids des blocs de carapace de la jetée principale

Profil	$H_b(m)$	$W(t)$	Fourchette(t)	Poids des BCR choisis(t)
Enracinement	4.20	7.26	5.45 – 9.08	7.00
Courant	5.00	12.25	9.19 – 15.31	14.00
Musoir	5.00	12.25	9.19 – 15.31	14.00

V.5.1.2. Épaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est donnée par la formule suivante :

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: Nombre de couches (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- W : Poids unitaire des blocs de carapace ;
- $\gamma_s = 2.4 t/m^3$: Masse volumique des blocs (BCR) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$: Coefficient de forme des blocs (voir Tableau D.2 en Annexe D).

Tableau V.3. Épaisseurs de la carapace de la jetée principale

Profil	$W(t)$	$E(m)$
Enracinement	7.00	3.14
Courant	14.00	3.96
Musoir	14.00	3.96

V.5.1.3. Nombre de blocs

Le nombre de blocs par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$N_s = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Avec :

- N_s : Nombre de blocs par mètre carré ;
- $n = 2$: Nombre de couches (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- W : Poids unitaire des blocs de carapace ;
- $\gamma_s = 2.4 t/m^3$: Masse volumique des blocs (BCR) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$: Coefficient de forme des blocs (voir Tableau D.2 en Annexe D) ;
- $p = 44\%$: Porosité moyenne (voir Tableau D.2 en Annexe D).

Tableau V.4. Nombre de blocs de carapace de la jetée principale

Profil	$W(t)$	N_s/m^2	$N_s/100m^2$
Enracinement	7.00	0.60	60.00
Courant	14.00	0.38	38.00
Musoir	14.00	0.38	38.00

V.5.2. Berme

Pour le choix de la côte d'arase du profil, on trouve généralement un compromis entre l'acceptation d'une certaine gêne ou dommages induits par les franchissements et le surcoût qu'entraîne un ouvrage présentant une arase plus élevée.

V.5.2.1. Hauteur de berme

La hauteur de berme est déterminée par la côte d'arase de la carapace et est égale à la somme de la hauteur d'ascension des houles sur la digue et de la plus haute mer de vives eaux exceptionnelles (P.M.V.E.E). Pour la déterminer, on utilise le calcul du Run-Up qui est une méthode basée sur des abaques extraits du manuel du C.E.R.C.

La hauteur de berme (côte d'arase) est donnée par la formule suivante :

$$Z = R_c \times r + NM$$

Avec :

- R_c : Hauteur du Run-Up ;
- $r = 0.5$: Coefficient de rugosité du matériau (BCR) (voir Tableau D.3 en Annexe D) ;
- $NM = 0.4m$: Niveau maximum de la marée.

Afin de déterminer la hauteur du Run-Up, on procède aux calculs suivants :

a. Calcul de la raideur des vagues incidentes

La raideur des vagues incidentes donnée par la formule suivante :

$$Cst = \frac{H_b}{g \times T^2}$$

Avec :

- H_b : Houle de projet ;
- T : Période de la houle ;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$: Accélération de la pesanteur ;

b. Détermination de la hauteur du Run-Up

À l'aide de l'Abaque I du CERC figurant dans l'Annexe D, on détermine la hauteur de la houle non réfractée en eau profonde H'_0 et ce, en utilisant les valeurs de la raideur des vagues incidentes et la pente des fonds. L'Abaque nous donne la valeur du quotient $\frac{H_b}{H'_0}$ ce qui nous permet de déduire H'_0 .

Dans notre cas, la pente des fonds est raide, ce qui correspond à $m = 10\%$.

La hauteur du Run-Up est déterminée à partir d'un second abaque dont le choix est tributaire de la valeur du quotient $\frac{d_s}{H'_0}$.

Avec :

- d_s : Hauteur d'eau au pied de l'ouvrage.

Tableau V.5. Choix de l'abaque à utiliser pour la détermination de la hauteur du Run-Up

Abaque	II	III	IV	V	VI
$\frac{d_s}{H'_0}$	0.00	0.45	0.80	2.00	>3.00

L'abaque choisi nous permet de déterminer la hauteur du Run-Up à partir du quotient $\frac{R}{H'_0}$ obtenu en utilisant la valeur de $\frac{H'_0}{g \times T^2}$. La hauteur du Run-Up déterminée R doit être par la suite corrigée la manière suivante :

$$R_c = R \times K$$

Avec :

- $K = 1.165$: Coefficient de correction obtenu par l'Abaque VII de l'Annexe D en utilisant $\tan \alpha$;
- $\alpha = \frac{3}{2}$: Pente de la carapace.

Tableau V.6. Hauteurs de berme de la jetée principale

Profil	$H_b(m)$	T(s)	Cst	$\frac{H_b}{H'_0}$	$H'_0(m)$	$d_s(m)$	$\frac{d_s}{H'_0}$	$\frac{H'_0}{g \times T^2}$	$R_c(m)$	Z(m)
Enracinement	4.20	10.05	0.0042	1.56	2.69	5.46	2.03	0.003	8.35	5.26
Courant	5.00	11.00	0.0042	1.56	3.21	6.50	2.03	0.003	9.94	6.19
Musoir	5.00	11.00	0.0042	1.56	3.21	6.50	2.03	0.003	9.94	6.19

V.5.2.2. Largeur de berme

La largeur de berme est donnée par la formule suivante :

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

- $D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$: Diamètre médian de la carapace ;
- $W_{carapace}$: Poids des blocs de la carapace ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs (BCR).

Tableau V.7. Largeurs de berme de la jetée principale

Profil	$W_{carapace}(t)$	$D_{n_{50}}^{carapace}(m)$	B (m)
Enracinement	7.00	0.97	3.89
Courant	12.00	1.67	6.67
Musoir	12.00	1.67	6.67

V.5.3. Filtre

Les filtres sont des couches d'embrochements qui assurent la transition et stabilisent l'interface entre le noyau et la carapace, empêchent les matériaux les plus fins de passer à travers les couches des matériaux plus grossiers. L'alternative la plus répandue est celle du géotextile.

V.5.3.1. Poids du filtre

Selon les recommandations du CERC, le poids du filtre est déterminé par l'inégalité suivante :

$$0.7 \times W_1 < W_{\text{filtre}} < 1.3 \times W_1 \quad \text{avec : } W_1 = \frac{W_{\text{carapace}}}{10}$$

Tableau V.8. Poids du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{\text{carapace}}(t)$	$W_1(t)$	$W_{\text{filtre}}(t)$
Enracinement	7.00	0.70	0.50-0.91
Courant	14.00	1.40	0.80-1.96
Musoir	14.00	1.40	0.80-1.96

V.5.3.2. Diamètre médian du filtre

Le diamètre médian du filtre est donné par formule suivante :

$$D_{n_{50}}^{\text{filtre}} = \left(\frac{W_{\text{filtre}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$: Masse volumique du filtre (enrochements naturels).

Tableau V.9. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{\text{filtre}}(t)$	$D_{n_{50}}^{\text{filtre}}(m)$
Enracinement	0.70	0.09
Courant	1.40	0.18
Musoir	1.40	0.18

V.5.3.3. Épaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre est calculée en utilisant la formule suivante :

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{\text{filtre}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: Nombre de couches (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- W_{filtre} : Poids unitaire du filtre (enrochements naturels) ;
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$: Masse volumique du filtre (enrochements naturels) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$: coefficient de forme des blocs (voir Tableau D.2 en Annexe D).

Tableau V.10. Épaisseurs du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{\text{filtre}}(t)$	$E(m)$
Enracinement	0.70	1.42
Courant	1.40	1.79
Musoir	1.40	1.79

V.5.4. Noyau

Le noyau est composé d'enrochements non classés, tout-venant de carrière (1/500Kg ou 1/1000Kg) de granulométrie étendue. Sa géométrie est dictée par :

- La houle résiduelle en période de travaux ;
- La méthode de construction (tirant d'eau des barges ou accès des véhicules de travaux pour déversement des matériaux).

V.5.4.1. Poids du noyau

Selon les recommandations du CERC, le poids du noyau est estimé par l'intervalle suivant :

$$0.3 \times W_{noyau} < \frac{W_{carapace}}{4000} < 1.7 \times W_{noyau}$$

Tableau V.11. Poids du noyau de la jetée principale

Profil	$W_{carapace}(t)$	$W_{carapace}/4000 (t)$	Choix de $W_{noyau}(Kg)$
Enracinement	7.00	0.00175	0-500
Courant	14.00	0.003	0-500
Musoir	14.00	0.003	0-500

V.5.5. Butée de pied

La butée de pied a pour rôle le calage inférieur de la carapace pour contrer le risque de glissement et la protection des blocs contre les affouillements de pied.

Pour les ouvrages dont la profondeur d'eau est relativement faible, comme c'est le cas pour notre projet, on opte pour des matériaux proches de ceux de la carapace.

V.5.5.1. Poids de la butée de pied

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

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 2.4 t/m^3$: Masse volumique des blocs utilisés (enrochements naturels) ;
- $\gamma_0 = 1.026 t/m^3$: Masse volumique de l'eau de mer ;
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$) ;
- $K_D = 6.8$: Coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- H_b : Houle de projet ;
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage ($1.2H_b < d_s < 1.3 H_b$).

Tableau V.12. Poids de la butée de pieds de la jetée principale

Profil	$d_s(m)$	$H_b(m)$	$W_{butée}(t)$	Choix de $W_{butée}(t)$
Enracinement	5.46	4.20	0.56	0.50-1.00
Courant	6.50	5.00	0.94	1.00-2.00
Musoir	6.50	5.00	0.94	1.00-2.00

V.5.5.2. Épaisseur de la butée de pied

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

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: nombre de couches (voir Tableau D.1 en Annexe D) ;
- $W_{butée}$: Poids unitaire du filtre (enrochements naturels) ;
- $\gamma_s = 2.4$: Masse volumique du filtre (enrochements naturels) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$: coefficient de forme des blocs (voir Tableau D.2 en Annexe D).

Tableau V.13. Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale

Profil	$W_{butée}(t)$	$E(m)$
Enracinement	1.00	0.31
Courant	2.00	0.61
Musoir	2.00	0.61

V.5.6. Vérification des lois de TERZAGHI

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

Les lois de TERZAGHI nous permettent de vérifier le non-entraînement des particules de la couche de transition (filtre) et du noyau. Ces lois sont :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5 \quad 4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 5 \quad \frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$$

Avec :

- $D_n^k = n \times (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$: Diamètre du matériau de la couche k ;
 - n : Pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D ;
 - $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$: Diamètre supérieur de la couche k ;
 - w_s : Limite supérieure du poids de l'enrochement constituant la couche k ;
 - $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$: Diamètre inférieur de la couche k ;
 - w_i : Limite inférieure du poids de l'enrochement constituant la couche k ;
 - $\gamma_s = 2.4 t/m^3$: Masse volumique des blocs utilisés (enrochements naturels).

Tableau V.14. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)

Profil	Couche	w_i	w_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Enracinement	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.72	0.11	0.36	0.61
	Filtre	0.50	1.00	0.72	0.90	0.74	0.80	0.87
Courant et Musoir	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.72	0.11	0.36	0.61
	Filtre	0.80	2.00	0.84	1.14	0.88	0.99	1.09

Tableau V.15. Vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)

Profil	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 5$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$
Enracinement	1.22	6.93	2.26
Courant et Musoir	1.45	8.22	2.76
Vérification	OK	OK	OK

V.6. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE SECONDAIRE

La démarche et les formules utilisées pour le dimensionnement de la jetée principale ont également été utilisées pour celui de la jetée secondaire.

V.6.1. Carapace

V.6.1.1. Poids de la carapace

Tableau V.16. Poids des blocs de carapace de la jetée secondaire

Profil	$H_b(m)$	$W(t)$	Fourchette(t)	Poids des BCR choisis(t)
Enracinement	3.18	3.15	2.36-3.94	4.00
Courant	3.90	5.81	4.36-7.26	7.00
Musoir	3.90	5.81	4.36-7.26	7.00

V.6.1.2. Épaisseur de la carapace

Tableau V.17. Épaisseurs de la carapace de la jetée secondaire

Profil	$W(t)$	$E(m)$
Enracinement	4.00	2.61
Courant	7.00	3.14
Musoir	7.00	3.14

V.6.1.3. Nombre de blocs

Tableau V.18. Nombre de blocs de carapace de jetée secondaire

Profil	$W(t)$	N_s/m^2	$N_s/100m^2$
Enracinement	4.00	0.88	88.00
Courant	7.00	0.60	60.00
Musoir	7.00	0.60	60.00

V.6.2. Berme

V.6.2.1. Hauteur de berme

Tableau V.19. Hauteurs de berme de la jetée secondaire

Profil	$H_b(m)$	T(s)	Cst	$\frac{H_b}{H'_0}$	$H'_0(m)$	$d_s(m)$	$\frac{d_s}{H'_0}$	$\frac{H'_0}{g \times T^2}$	$R_c(m)$	Z(m)
Enracinement	3.18	10.00	0.0032	1.56	2.04	5.46	2.03	0.002	6.32	4.08
Courant	3.90	12.00	0.0028	1.56	2.50	5.07	2.03	0.0018	7.75	4.91
Musoir	3.90	12.00	0.0028	1.56	2.50	6.50	2.60	0.0018	7.75	4.91

V.6.2.2. Largeur de berme

Tableau V.20. Largeurs berme de la jetée secondaire

Profil	$W_{carapace}(t)$	$D_{n50}^{carapace}(m)$	B (m)
Enracinement	4.00	0.56	2.22
Courant	7.00	0.97	3.89
Musoir	7.00	0.97	3.89

V.6.3. Filtre

V.6.3.1. Poids du filtre

Tableau V.21. Poids du filtre de la jetée secondaire

Profil	$W_{carapace}(t)$	$W_1(t)$	$W_{filtre}(t)$
Enracinement	4.00	0.40	0.30-0.52
Courant	7.00	0.70	0.50-0.91
Musoir	7.00	0.70	0.50-0.91

V.6.3.2. Diamètre médian du filtre

Tableau V.22. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée secondaire

Profil	$W_{filtre}(t)$	$D_{n50}^{filtre}(m)$
Enracinement	0.40	0.05
Courant	0.70	0.09
Musoir	0.70	0.09

V.6.3.3. Épaisseur du filtre

Tableau V.23. Épaisseurs du filtre de la jetée secondaire

Profil	$W_{filtre}(t)$	E(m)
Enracinement	0.40	1.18
Courant	0.70	1.42
Musoir	0.70	1.42

V.6.4. Noyau

V.6.4.1. Poids du noyau

Tableau V.24. Poids du noyau de la jetée secondaire

Profil	$W_{carapace}(t)$	$\frac{W_{carapace}}{4000}(t)$	Choix de $W_{noyau}(Kg)$
Enracinement	4.00	0.001	0-500
Courant	7.00	0.00175	0-500
Musoir	7.00	0.00175	0-500

V.6.5. Butée de pied

V.6.5.1. Poids de la butée de pied

Tableau V.25. Poids de la butée de pieds de la jetée secondaire

Profil	$d_s(m)$	$H_b(m)$	$W_{butée}(t)$	Choix de $W_{butée}(t)$
Enracinement	4.13	3.18	0.24	0.50-1.00
Courant	5.07	3.90	0.45	0.50-1.00
Musoir	5.07	3.90	0.45	0.50-1.00

V.6.5.2. Épaisseur de la butée de pied

Tableau V.26. Épaisseurs de la butée de pieds de la jetée secondaire

Profil	$W_{butée}(t)$	$E(m)$
Enracinement	0.50	0.15
Courant	1.00	0.31
Musoir	1.00	0.31

V.6.6. Vérification des lois de TERZAGHI

Tableau V.27. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)

Profil	Couche	w_i	w_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Enracinement	Noyau	0.00	0.5	0.00	0.72	0.11	0.36	0.61
	Filtre	0.30	0.52	0.60	0.73	0.62	0.67	0.71
Courant et Musoir	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.72	0.11	0.36	0.61
	Filtre	0.50	0.91	0.72	0.87	0.74	0.79	0.85

Tableau V.28. Vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)

Profil	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 5$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$
Enracinement	1.02	5.79	1.86
Courant et Musoir	1.22	6.89	2.22
Vérification	OK	OK	OK

V.7. DIMENSIONNEMENT DU COURONNEMENT DES JETÉES

Le couronnement, aussi appelé mur de garde, sert essentiellement à « fermer » l'ouvrage en partie haute et souvent à circuler sur la jetée. Habituellement construit en béton armé par éléments de 10 à 15 m de long, il comporte :

- Une dalle horizontale d'au moins 1 m d'épaisseur, coulée en place pour obtenir un contact aussi bon que possible avec le massif sous-jacent ;
- Un mur de garde vertical, dit chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur ne devrait pas être inférieure à 1 m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;
- Éventuellement une bêche pour augmenter la résistance au glissement du couronnement.

Le couronnement est dimensionné de manière à être suffisamment large pour permettre la circulation sur les jetées, en particulier pour leur entretien et surveillance.

V.7.1. Dimensions du mur de couronnement

On a opté pour un couronnement constitué d'une dalle de roulement d'une largeur de 6.00m et une épaisseur de 1.50m et d'un petit mur en béton d'une hauteur de 3.40m et une largeur de 1.00m, avec une bêche.

V.8. STABILITÉ DES JETÉES

L'étude sur Modèle Réduit Physique permet de vérifier la stabilité des ouvrages de protection, mais aussi de mettre en évidence leurs éventuels points faibles. La variante est testée en bassin à houle où il est soumis à l'action des houles extrêmes pour la vérification de la stabilité globale. Les phénomènes les plus fréquemment mesurés sont :

- Le mouvement de la carapace ;
- Le franchissement de la houle ;
- Les forces et pressions subies par l'ouvrage ou ses parties constitutives ;
- La pénétration de la houle dans l'enceinte du port.

L'essai sur modèle réduit est répété (tout en corrigeant les instabilités) autant de fois qu'il est nécessaire pour que l'ouvrage soit totalement stable et que tous les problèmes structurels soient résolus.

Le Laboratoire d'Études Maritimes a effectué des essais sur Modèle Réduit Physique dans le cadre de l'étude d'aménagement du port de pêche de Madagh dont les détails sont présentés en Annexe E. La variante finale est le résultat de 9 sous-variantes modifiées après chaque essai.



Photo V.1. Modèle réduit physique du port de pêche de Madagh réalisé par le LEM

Tableau V.29. Caractéristiques finales de la jetée principale

Caractéristique	Enracinement		Courant		Musoir		
	Extérieur	Intérieur	Extérieur	Intérieur	Extérieur	Intérieur	
Carapace	Nature	BCR		BCR		BCR	
	Poids(t)	7.00		16.00	-	23.00	16.00
	Épaisseur(m)	3.15		4.15		4.70	4.15
Filtre	Nature	Enroch. naturels		Enroch. naturels		Enroch. naturels	
	Poids(t)	[0.50-2.00]	[1.00-3.00]	[0.50-2.00]		[0.50-2.00]	
	Épaisseur(m)	1.80	1.30	1.80		1.80	
Noyau	Nature	TVC		TVC		TVC	
	Poids(Kg)	[0-500]		[0-500]		[0-500]	
Butée de pied	Poids(t)	BCR 16		-		-	
	Épaisseur(m)	3.90		-		-	
Couronnement	Longueur(m)	5.00		5.00		5.00	
	Largeur(m)	1.00		1.00		1.00	

Tableau V.30. Caractéristiques finales de la jetée secondaire

Caractéristique	Enracinement		Courant		Musoir		
	Extérieur	Intérieur	Extérieur	Intérieur	Extérieur	Intérieur	
Carapace	Nature	BCR		BCR		BCR	
	Poids(t)	[3.00-6.00]	-	7.00		7.00	
	Épaisseur(m)	2.80		3.15		3.15	
Filtre	Nature	Enroch. naturels		Enroch. naturels		Enroch. naturels	
	Poids(t)	[0.50-1.00]		[0.50-1.00]		[0.50-1.00]	
	Épaisseur(m)	1.50		1.50		1.50	
Noyau	Nature	TVC		TVC		TVC	
	Poids(Kg)	[0-500]		[0-500]		[0-500]	
Butée de pied	Poids(t)	-		Enro. [3.00-6.00]		-	
	Épaisseur(m)	-		2.70		-	
Couronnement	Longueur(m)	4.00		4.00		5.00	
	Largeur(m)	1.00		1.00		1.00	

V.9. ÉTUDE DU COURONNEMENT

V.9.1. Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau V.31. Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
Béton	Résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25MPa
	Résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1MPa
	Contrainte admissible	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$	15MPa
	Enrobage	c	5cm
	Coefficient de sécurité	γ_b	1.5
	Contrainte maximum du béton	$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$	

Tableau V.32. Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
Acier	Type	Fe E400	
	Limite d'élasticité	f_e	400MPa
	Fissuration	très préjudiciable	
	Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	164.97MPa
	Coefficient de sécurité	γ_s	1.15
	Coefficient de fissuration	η	1.6

V.9.2. Combinaisons de charges

Les combinaisons prises en compte pour le ferrailage du mur de couronnement sont celles du BAEL99 :

- $G + Q$ (ELS) ;
- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).

V.9.3. Actions et sollicitations

Le mur de couronnement est soumis à :

- P_G : Poids propre ;
- P_H : Effort horizontal de houle (pression de houle).

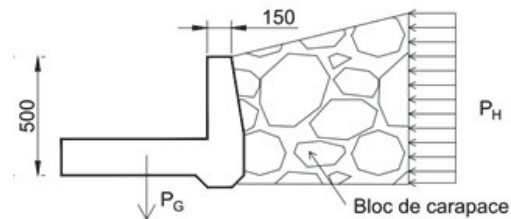


Figure V.1. Sollicitations du couronnement

V.9.3.1. Poids propre

$$P_G = S_{mur} \times \gamma_{BA} = 1.5 \times 2.5 \times 1 = \mathbf{3.75t/ml}$$

Avec :

- S_{mur} : Surface de la section du mur ;
- $\gamma_{BA} = 2.5 t/m^3$: Masse volumique du béton ;

V.9.3.2. Effort horizontal de houle

L'effort horizontal de houle est calculé par la méthode de JENSEN présente dans le guide Rock Manual (Article 5.2.2.12). La résultante de la pression hydrostatique de la houle est donnée par :

$$F_H = (\rho_w \times d_c \times g \times L_{op}) \times \left(\frac{a \times H_b}{R_{ca} - b} \right)$$

Avec :

- $\rho_w = 1026Kg/m^3$: Masse volumique de l'eau de mer ;
- d_c : Hauteur du couronnement ;
 - $d_c = 2.5m$ pour la jetée principale ;
 - $d_c = 3.5m$ pour la jetée secondaire ;

- $g = 9.81m/s^2$: Accélération de la pesanteur ;
- L_{op} : Longueur d'onde de houle au large ;
- $a = 0.051$; $b = 0.026$: Coefficients empiriques (voir Tableau D.3 en Annexe D) ;
- H_b : Hauteur efficace de houle ;
- R_{ca} : Distance entre le sommet de la digue et la surface d'eau ;

Pour tenir compte considérant de l'effet d'inclinaison de la houle et l'effet de l'abri des blocs BCR, la résultante de la pression hydrostatatique est réduite par un coefficient de réduction K.

Tableau V.33. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale

Profil	$L_{op}(m)$	$H_b(m)$	$R_{ca}(m)$	$F_H(KN)$	K	$F_{H_{réduit}}(KN)$	$P_H(KN/ml)$
Enracinement	140.00	4.20	6.45	164.45	0.90	148.00	29.60
Courant	166.67	5.00	7.45	201.67	0.50	100.84	20.17
Musoir	166.67	5.00	8.00	187.76	0.50	93.88	18.78

Tableau V.34. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée secondaire

Profil	$L_{op}(m)$	$H_b(m)$	$R_{ca}(m)$	$F_H(KN)$	K	$F_{H_{réduit}}(KN)$	$P_H(KN/ml)$
Enracinement	106.00	3.18	5.30	82.02	0.90	73.82	18.45
Courant	130.00	3.91	5.65	115.98	0.50	57.99	14.49
Musoir	130.00	3.91	5.65	115.98	0.50	57.99	14.49

V.9.4. Efforts internes

Le mur de couronnement est représenté statiquement par une poutre encastree d'un côté et libre de l'autre (console).

Les efforts internes sont calculés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les détails de la modélisation sont présentés en Annexe D.

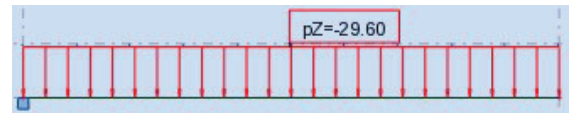


Figure V.2. Schéma statique du couronnement

Tableau V.35. Efforts internes maximaux du couronnement

	Jetée principale			Jetée secondaire	
	Enracinement	Courant	Musoir	Enracinement	Courant et musoir
$M_{ser}(KN.m)$	-829.85	-711.93	-694.55	-441.94	-410.28
$V_u(KN)$	470.32	399.57	389.94	309.34	285.64

V.9.5. Ferrailage

Le mur de couronnement est sollicité en flexion simple. Les armatures longitudinales sont calculées sur la base du moment fléchissant à l'ELS tandis que les armatures transversales sont déterminées sur la base de l'effort tranchant à l'ELU. Les sections d'acier sont déterminées à l'aide du logiciel Robot Expert et sont identiques pour les nappes inférieure et supérieure. Les efforts internes les plus défavorables sont ceux du profil enracinement.

V.9.5.1. Jetée principale

La section du mur est considérée rectangulaire avec les caractéristiques suivantes :

- $b = 100.0\text{ cm}$;

- $h = 150.0 \text{ cm}$;
- $d = 5.0 \text{ cm}$;

V.9.5.1.1. Armatures longitudinales

a. Données

- $M_{ser} = -829.85 \text{ KN.m}$.

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $X = 35.6 \text{ cm}$;
- Bras de levier : $Z = 133.3 \text{ cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa}$;
- Armatures comprimées : $A_{s_1} = 0$;
- Armatures tendues : $A_{s_2} = 38.6 \text{ cm}^2$.

c. Choix des armatures

$$A_{s_2} = 38.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{8HA25} = \mathbf{39.27 \text{ cm}^2} \text{ (voir Tableau D.5 en Annexe D)}$$

V.9.5.1.2. Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 470.32 \text{ KN}$;
- $L = 5 \text{ m}$.
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangente maximale : $\tau_{max}^u = 0.35 \text{ MPa}$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{max}^u = 2.5 \text{ MPa}$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 \text{ mm}$;
- Espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

c. Choix des armatures

$$\text{Cadres : } 3\phi 10 \Rightarrow A_t = 2.4 \text{ cm}^2$$

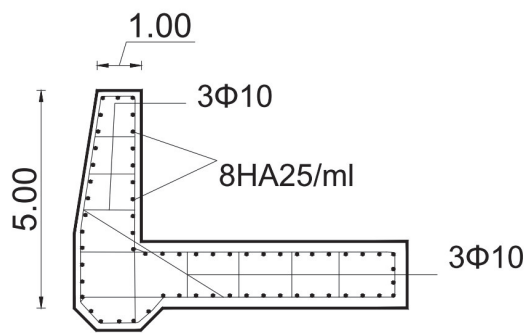


Figure V.3. Schéma de ferrailage du mur de couronnement de la jetée principale

V.9.5.2. Jetée secondaire

La section de calcul est identique à celle de la jetée principale.

V.9.5.2.1. Armatures longitudinales

a. Données

- $M_{ser} = -441.94KN.m.$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $X = 26.7 cm$;
- Bras de levier : $Z = 136.1cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.1 MPa$
- Armatures comprimées : $A_{s_1} = 0$;
- Armatures tendues : $A_{s_2} = 20.1cm^2$.

c. Choix des armatures

$$A_{s_2} = 20.1cm^2 \rightarrow 4HA25 + 4HA8 = 21.64cm^2 \text{ (voir Tableau D.5 en Annexe D)}$$

V.9.5.2.2. Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 309.34KN$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangente maximale : $\tau_{max}^u = 0.20MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{max}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- $L = 4 m.$
- Espacement : $S_t = 11cm.$

c. Choix des armatures

$$\text{Cadres : } 2\phi 10 \Rightarrow A_t = 1.6cm^2$$

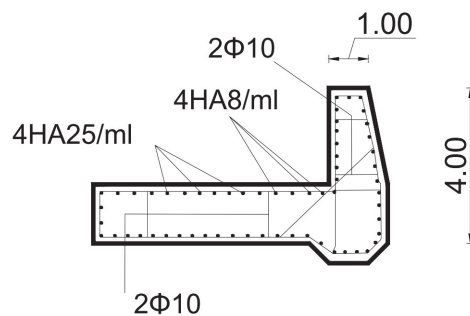


Figure V.4. Schéma de ferrailage du mur de couronnement de la jetée secondaire

V.10. CONCLUSION

Une fois les différents éléments qui constituent les jetées dimensionnés, il est primordial de soumettre la variante à un essai sur modèle réduit physique pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage, ainsi que l'optimisation du poids des blocs et la vérification des franchissements de la houle, et ce pour aboutir au dimensionnement final des ouvrages de protection. Dans le chapitre suivant, nous nous consacrerons au dimensionnement des ouvrages intérieurs du port.

Chapitre VI

*Dimensionnement des ouvrages
intérieurs.*

CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.

VI.1. INTRODUCTION

Les ouvrages intérieurs ou ouvrages d'accostage ont pour rôle d'offrir aux navires un appui et un amarrage et de créer une plateforme de service indépendante des marées, raccordée à un terre-plein.

Au cours de ce chapitre, nous procéderons au dimensionnement de ces ouvrages intérieurs, à savoir les quais et les appontements.

VI.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL

Tableau VI.1. Hypothèses géotechniques

Élément	Paramètre	Attribut
Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	37.00
	$C(t/m^2)$	0.00
	$\delta(^{\circ})$	$\frac{2}{3}\varphi$
Assise en enrochement	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	37.00
	$C(t/m^2)$	0.00
	$\sigma_{adm}(t/m^2)$	50.00
Sol de fondation	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	35.00
	$C(t/m^2)$	0.00

VI.3. ÉTUDE DES QUAIS

Dans le cadre de notre projet, sont prévus des quais en blocs préfabriqués, qui sont des quais poids, fondés à -3.90m et -2.90m. Les deux quais étant de même type, et leurs méthodes de calculs identiques, nous détaillerons dans ce chapitre le dimensionnement des quais à -3.90m et celui des quais à -2.90m sera présenté en Annexe G.

Le quai à 3.90m est fondé sur une assise en enrochements préalablement réglée par une couche de ballast (20-40mm). Sa structure est composée :

- D'un empilement de trois (03) blocs de béton non armé en forme de « I » (voir Figure VI.1.) dont certains comportent, des redans coté remblai pour former des chaises ou un patin avant pour le bloc inférieur ; ces dispositions améliorent la stabilité. Les piles de blocs sont jointives formant des évidements qui seront remplis par des TVC. Cette conception permet un gain substantiel sur les quantités de béton et un allègement de la structure rendant plus facile la mise en place des blocs ;
- D'un couronnement en béton armé supporté par les piles de blocs ;
- D'un remblai en arrière du quai en TVC (0-500kg).

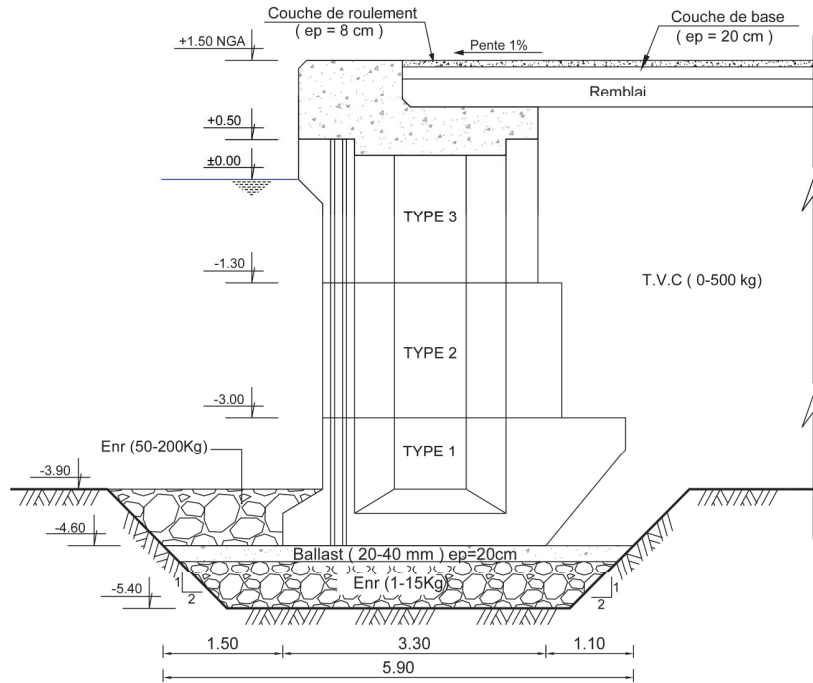


Figure VI.1. Vue en coupe du quai en bloc à -3.90m

VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai

Pour déterminer les caractéristiques géométriques des blocs, nous utiliserons les formules suivantes :

$$V = S \times H$$

$$P = V \times \gamma_b \text{ ou } V \times \gamma'_b \text{ (selon le cas d'immersion)}$$

$$M = P \times d$$

$$d_{V,H} = \frac{\sum M_{V,H}}{P}$$

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 ;
- γ_b : Poids volumique du béton ;
- γ'_b : Poids volumique déjaugé du béton
- $M_{V,H}$: Moment de l'élément considéré ;
- $d_{V,H}$: Bras de levier de l'élément considéré.

Les schémas des différents blocs et du couronnement sont exposés en Annexe F.

a. Bloc type 1

Tableau VI.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$4.3*1.6*3$	20.64	28.90	0.80	23.12	2.15	62.13
S1	$-0.5*1.2*1*3$	-1.80	-2.52	0.40	-1.01	3.63	-9.16
S2	$-0.9*0.5*3$	-1.35	-1.89	1.15	-2.17	0.25	-0.47
S3	$-0.5*0.5*0.3*3$	-0.23	-0.32	0.60	-0.19	0.17	-0.05
2*S4	$-2*((0.9+1.9)*1/2)*0.9$	-2.52	-3.53	1.15	-4.06	1.85	-6.53
2*S5	$-2*((0.9+1.9)*1/2)*0.3/2$	-0.42	-0.59	0.60	-0.35	1.85	-1.09
Total		14.33	20.06	0.76	15.34	2.24	44.83

b. Bloc type 2

Tableau VI.3. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1.7*3*3$	15.30	21.42	2.45	52.48	2.00	42.84
2*S1	$2*((1.9+0.9)*1/2)*1.7$	-4.76	-6.66	2.45	-16.33	1.85	-12.33
Total		10.54	14.76	2.45	36.15	2.07	30.51

c. Bloc type 3

Tableau VI.4. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1im	$1.3*3*3$	11.70	16.38	3.95	64.70	1.70	27.85
S2im	$-0.3*1*3$	-0.90	-1.26	3.80	-4.79	0.35	-0.44
S3im	$-0.5*0.3*0.3*3$	-0.14	-0.19	4.40	-0.83	0.30	-0.06
2*S5im	$-2*((0.9+1.9)*1/2)*1.3$	-3.64	-5.10	3.95	-20.13	1.85	-9.43
S1sec	$0.5*3*3$	4.50	10.80	4.85	52.38	1.70	18.36
S4sec	$-0.2*1.9*3$	-1.14	-2.74	5.00	-13.68	1.85	-5.06
2*S5sec	$-2*((0.9+1.9)*1/2)*0.3$	-0.84	-2.02	4.75	-9.58	1.85	-3.73
Total	9.55	9.55	15.88	4.29	68.08	1.73	27.49

d. Poutre de couronnement

Tableau VI.5. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1.2*3*3$	10.80	27.00	5.50	148.50	1.70	45.90
S1	$-0.7*0.2*3$	-0.42	-1.05	5.00	-5.25	0.55	-0.58
S2	$-0.4*0.2*3$	-0.24	-0.60	5.00	-3.00	3.00	-1.80
S3	$-1.7*0.6*3$	-3.06	-7.65	5.80	-44.37	2.35	-17.98
S4	$0.5*0.1*0.1*3$	0.02	0.04	5.53	0.21	1.53	0.06
S5	$-0.5*0.1*0.1*3$	-0.02	-0.04	6.07	-0.23	0.23	-0.01
Total		7.08	17.70	5.42	95.86	1.45	25.59

VI.3.2. Poids des TVC

On distingue trois types d'évidements :

- Évidemment 1 entre deux blocs de type 1 ;

- Évidemment 2 entre deux blocs de type 2 ;
- Évidemment 3 entre deux blocs de type 3.

Pour cette phase, on déterminera le poids du remblai, les bras de levier verticaux et horizontaux et les moments qui leur correspondent.

Remarque : Pour l'évidement 3, on distingue deux états du sol : sol immergé et sol non immergé. On notera :

- L'évidement avec sol immergé par 3im ;
- L'évidement avec sol non immergé par 3s.

Tableau VI.6. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Évidemment 1	$2*((0.9+1.9)*1/2)*(0.9+0.3/2)$	2.94	4.12	1.07	4.41	1.85	7.61
Évidemment 2	$2*((1.9+0.9)*1/2)*1.7$	4.76	6.66	2.45	16.33	1.85	12.33
Évidemment 3im	$2*((0.9+1.9)*1/2)*1.3$	3.64	5.10	3.95	20.13	1.85	9.43
Évidemment 3s	$2*((0.9+1.9)*1/2)*0.3$	0.84	1.18	4.75	5.59	1.85	2.18
Total		12.18	17.05	2.72	46.45	1.85	31.55

VI.3.3. Poids des terres

a. Au-dessus du bloc de type 1

Tableau VI.7. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 1

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	$0.8*3*3$	7.20	7.92	3.10	24.55	3.90	30.89
Non immergée	$0.8*1.27*3$	3.05	5.49	5.23	28.69	3.90	21.40
Total		10.25	13.41	3.97	53.25	3.90	52.28

b. Au-dessus du bloc de type 2

Tableau VI.8. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 2

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	$0.3*1.3*3$	1.17	1.29	3.95	5.08	3.35	4.31
Non immergée	$0.3*1.27*3$	1.14	2.06	5.24	10.78	3.35	6.89
Total		2.31	3.34	4.74	15.86	3.35	11.20

c. Au-dessus du bloc du couronnement

Tableau VI.9. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1 non im	$1.7*0.37*3$	1.89	3.40	5.69	19.33	2.35	7.98
S2 non im	$-0.5*0.1*0.1*3$	-0.02	-0.03	5.53	-0.15	1.53	-0.04
Total		1.87	3.37	5.69	19.18	2.36	7.94

VI.3.4. Efforts agissant sur le quai

Cette étape consiste à déterminer les efforts à prendre en compte pour la vérification de la stabilité globale et partielle du quai.

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.

VI.3.4.1. Poussée des terres

Les remblais agissent sur le mur par une poussée des terres. Cette poussée est calculée avec la méthode de « Coulomb » dont la formule générale est la suivante :

$$P_a = 0.5 \times \gamma \times h^2 \times K_{ca} = 0.5 \times \sigma \times h$$

Avec :

- γ : Poids volumique des terres
- h : Hauteur du remblai ;
- $\sigma = \gamma \times h \times K_{ca}$: Contrainte due à la poussée des terres ;
- K_{ca} : Le coefficient de poussée, calculé avec la formule de « Mononobe Okabe »

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

Avec :

- K_{ca} : Coefficient de poussée ;
- $\varphi = 37^\circ$: Angle de frottement interne ;
- δ : Angle de frottement du sol sur l'écran (frottement mur-sol ou sol-sol) ;
 - Pour un frottement mur-sol : $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67^\circ$
 - Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi = 37^\circ$
- λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
- $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale ;
- $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right]$; avec :
 - K_h : Accélération horizontale ($K_h = A (\%g)$) ;
 - K_v : Accélération verticale ($K_v = \pm 0.3 \times K_h$) ;
 - $A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone ;
 - $\theta = 0$ dans le cas statique ;
 - $\theta = 8.93^\circ$ dans le cas dynamique.

La poussée des terres s'applique de la manière suivante :

- De la côte 0.00m à +1.50m, sur un écran vertical de sol non immergé « P_{a_1} » ;
- De la côte 0.00m à -3.00 m, sur un écran vertical de sol immergé « P_{a_2} » ;
- De la côte -3.00m à -3.40m, sur un écran vertical en béton et un sol immergé « P_{a_3} » ;
- De la côte -3.40m à -4.60m, sur un écran incliné en béton et un sol immergé « P_{a_4} ».

La force de poussée a deux composantes :

- $P_{Rv} = P_R \times \sin \delta$: composante verticale ;
- $P_{Rh} = P_R \times \cos \delta$: composante horizontale.

Avec : P_R : Résultante de la poussée des terres.

Tableau VI.10. Poussée des terres sur le quai à -3.90m (cas statique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1.80	37.00	0.00	1.50	0.15	0.41	0.31	0.23	0.14	0.18
0,00m à -3,00m	1.10	37.00	0.00	3.00	0.15	0.50	1.05	2.04	1.23	1.63
-3,00m à -3,40m	1.10	24.67	0.00	0.40	0.21	0.09	1.07	0.42	0.18	0.39
-3,40m à -4,60m	1.10	24.67	-40	1.20	0.05	0.06	1.11	1.31	0.55	1.19

Tableau VI.11. Poussée des terres sur le quai à -3.90m (cas dynamique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1.80	37.00	0.00	1.50	0.20	0.53	0.40	0.30	0.18	0.24
0,00m à -3,00m	1.10	37.00	0.00	3.00	0.20	0.65	1.38	2.67	1.60	2.13
-3,00m à -3,40m	1.10	24.67	0.00	0.40	0.25	0.11	1.40	0.56	0.23	0.50
-3,40m à -4,60m	1.10	24.67	-40.00	1.20	0.08	0.10	1.47	1.73	0.72	1.57

VI.3.4.2. Poussée due aux surcharges

Pour ce quai, on considère une surcharge de $q = 1.5 t/m^2$. La poussée due aux surcharges est donnée par la formule suivante :

$$P_q = \sigma \times h$$

Avec :

- $\sigma = q \times K_q$: Contrainte due à la poussée due aux surcharges ;
- $K_q = \frac{K_{ca}}{\cos(\beta-\lambda)}$: Coefficient de poussée ;
 - λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
 - $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale ;
- h : Hauteur du remblai.

La poussée due aux surcharges s'applique de 3 manières différentes sur le quai :

- De la côte +1.50m à -3.00m, sur un écran vertical « P_{q1} » ;
- De la côte -3.00m à -3.40m, sur un écran vertical en béton à partir « P_{q2} » ;
- De la côte -3.40m à -4.60 m, sur un écran incliné en béton à partir « P_{q3} » ;

La poussée a deux composantes :

- $P_{qv} = P_q \times \sin \delta$: composante verticale ;
- $P_{qh} = P_q \times \cos \delta$: composante horizontale.

Tableau VI.12. Poussée due aux surcharges sur le quai à -3.90m (cas statique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	h(m)	$P_q (t/m)$	$P_{qh} (t/m)$	$P_{qv} (t/m)$
+1,50m à -3,00m	0.00	37.00	0.15	0.15	0.23	4.50	1.02	0.81	0.61
-3,00m à -3,40m	0.00	24.7	0.21	0.21	0.31	0.40	1.51	1.37	0.63
-3,40m à -4,60m	-40.00	24.7	0.05	0.06	0.09	1.20	0.57	0.52	0.24

Tableau VI.13. Poussée due aux surcharges sur le quai à -3.90m (cas dynamique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	$h(m)$	$P_q(t/m)$	$P_{qh}(t/m)$	$P_{qv}(t/m)$
+1,50m à -3,00m	0.00	37.00	0.20	0.20	0.30	4.50	1.33	1.06	0.80
-3,00m à -3,40m	0.00	24.7	0.25	0.25	0.37	0.40	0.15	0.14	0.06
-3,40m à -4,60m	-40.00	24.7	0.08	0.10	0.16	1.20	0.19	0.17	0.08

VI.3.4.3. Poussée hydrostatique de marnage

Le marnage est l'amplitude de la variation successive du niveau d'eau entre une basse mer et une haute mer lors du phénomène de la marée. Il induit une poussée hydrostatique sur le quai et bien qu'il soit faible en Algérie, il est tout de même pris en considération dans les calculs.

La poussée s'applique de 2 manières différentes :

- De la côte +0.40m à 0.00m, la distribution de la poussée est triangulaire « P_{m_1} » ;
- De la côte 0.00m à 4.60m, la distribution de la poussée est rectangulaire « P_{m_2} ».

La poussée hydrostatique de marnage est donnée par les formules suivantes :

$$P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times h \text{ (distribution triangulaire)} ; P_m = \sigma \times h \text{ (distribution rectangulaire)}$$

Avec :

- $\sigma = \gamma_w \times e$: Contrainte due au marnage ;
 - $\gamma_w = 1.026 t/m^3$: Masse volumique de l'eau ;
 - $e = 0.40m$: Marnage ;
- h : Hauteur sur laquelle s'applique le marnage ;

Tableau VI.14. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -3.90m

Côte	$\sigma(t/m^2)$	$h(m)$	$P_m(t/m)$
0,40m à 0,00m	0.41	0.40	0.08
0,00m à 4,60m	0.41	4.60	1.89

VI.3.4.4. 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 « Westergaard » qui donne une distribution parabolique des surpressions :

$$P_w = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

Avec :

- $\gamma_w = 1.026 t/m^3$: Masse volumique de l'eau de mer ;
- $K_h = 0.15 m/s^2$: Accélération horizontale ;
- $h = 4.60m$: Hauteur de l'élément immergé.

$$P_w = 1.90 t/m$$

VI.3.4.5. Effort d'amarrage

L'amarrage des navires est assuré par des bollards ancrés au couronnement et disposés le long du quai. Les amarres du navire sont attachées aux bollards et suite à l'action du courant et du vent, des forces de pression sont générées. La résultante des forces exercées sur le bollard dépend donc du navire qui y est attaché.

Dans notre cas, la force que les petits métiers exercent en moyenne sur le bollard vaut $F = P_b = 1 \text{ t/ml}$. Cette force est appliquée au niveau (+1.80m), 30cm au-dessus du niveau supérieur du quai.

VI.3.4.6. Effort dû au séisme

L'effort dû au séisme est donné par la formule suivante :

$$SI = P \times K_h$$

Avec :

- $P = 35.19 \text{ T/ml}$: Poids propre du quai par mètre linéaire ;
- $K_h = 0.15 \text{ m/s}^2$: Accélération horizontale.

Tableau VI.15. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -3.90m par mètre linéaire

Élément	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Bloc type 1	6.69	0.76	5.11	2.24	14.94
Bloc type 2	4.92	2.45	12.05	2.07	10.17
Bloc type 3	5.29	4.29	22.69	1.73	9.16
Couronnement	5.90	5.42	31.95	1.45	8.53
Remblai au-dessus du bloc type 1	4.47	3.97	17.75	3.90	17.43
Remblai au-dessus du bloc type 2	1.11	4.74	5.29	3.35	3.73
Remblai au-dessus du couronnement	1.12	5.69	6.39	2.36	2.65
Évidemment 1	1.37	1.07	1.47	1.85	2.54
Évidemment 2	2.22	2.45	5.44	1.85	4.11
Évidemment 3	2.09	4.10	8.57	1.85	3.87
Total	35.19	3.32	116.72	2.19	77.13

$$SI = 5.28 \text{ T/ml}$$

VI.3.5. Stabilité globale

Pour pallier les différents risques géotechniques qu'encourt le quai, il est nécessaire de procéder à la vérification de la stabilité externe en tenant compte des différents mécanismes de ruptures connus :

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

On distingue deux cas de vérification :

- Cas statique ;
- Cas dynamique.

Tableau VI.16. Valeurs des coefficients de sécurité

	Coefficient de sécurité	Cas statique	Cas dynamique
Stabilité au renversement	$F_g = \frac{P_V}{P_H} \times \tan \varphi$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au glissement	$F_r = \frac{M_S}{M_R}$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au poinçonnement	$F_p = \frac{\sigma_{sol,assise}}{\sigma_v}$	≥ 3.0	≥ 2.0

Avec :

- F_g : Facteur de sécurité vis-à-vis du glissement ;
- P_v : Résultante des forces verticales appliquée sur le quai ;
- P_h : Résultante des forces horizontales appliquée sur le quai ;
- $\varphi = 37^\circ$: Angle de frottement interne ;
- F_r : Facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ;
- M_S : Moment stabilisant du quai ;
- M_R : Moment renversant du quai ;
- F_p : Facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement ;
- $\sigma_{sol,assise}$: Contrainte limite supportée par le sol de fondation ou l'assise en enrochement ;
- σ_v : Contrainte imposée par le quai.

VI.3.5.1. Cas statique

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

Avec :

- G : charges permanentes (poids propre, poussée des terres, poussée hydrostatique de marnage) ;
- Q : charges d'exploitation (poussée due aux surcharges, effort d'amarrage).

Tableau VI.17. Efforts appliqués sur le quai à -3.90m (cas statique)

Charges		P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t.m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	35.19	2.19	77.06	0.00	0.00	
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.18	4.30	0.79	0.14	5.10	0.70
		P_{a_2}	1.63	4.30	7.00	1.23	2.83	3.46
		P_{a_3}	0.39	4.30	1.66	0.18	1.40	0.25
		P_{a_4}	1.19	3.80	4.53	0.55	0.60	0.33
	Marnage	P_{m_1}	0.00	0.00	0.00	0.08	4.73	0.39
		P_{m_2}	0.00	0.00	0.00	1.89	2.30	4.34
	Total G			38,58		4.06		9.48
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0.61	4.30	2.64	0.81	3.85	
		P_{q_2}	0.63	4.30	2.71	1.37	1.40	
		P_{q_3}	0.24	3.80	0.90	0.52	0.60	
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	6.40	
	Total Q			1,48		3.70		11.76
Combinaison	G+1,5Q		40,80		100.42	9.61	27.12	

a. Stabilité au glissement

$F_g = 3.20 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.70 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

Selon la méthode de MEYERHOF, la capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol, assise} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times i_\gamma + \gamma' \times D \times N_q \times i_q$$

Avec :

- $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres déjaugé ;
- $B' = 2 \times e$: Excentricité de la résultante ; avec : $e = \frac{M_s - M_r}{P_v}$
- N_γ, N_q : Facteurs de portance (Tableau E.1 en Annexe F) ;
- D : profondeur d'ancrage ;
- $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2, i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2$: Facteurs d'inclusion ;
 - φ : Angle de frottement interne ;
 - $\delta = \tan^{-1} \left[\frac{P_h}{P_v} \right]$: Inclinaison de la résultante ;

La contrainte imposée par le quai est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'}$$

- **Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m)**

Tableau VI.18. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -3.90m (cas statique)

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1.80	3.59	37.00	67.00	48.90	13.26	0.70	0.73	0.41	11.36	81.89

$F_p = 7.21 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- **Capacité portante du sol de fondation (-5.40m)**

Le poids de l'assise en enrochement est calculé en utilisant les formules suivantes :

$$P'_v = P_v + W ; W = \gamma' \times h \times \left(\frac{B + B'}{2} \right)$$

Avec :

- $h = 0.8\text{m}$: hauteur de l'assise en enrochement (diffusion de la charge) ;
- $B = B' + 2 \times h \times \tan(\varphi)$: Base de l'assise en enrochement (diffusion de la charge).

Tableau VI.19. Capacité portante du sol de fondation du quai à -3.90m (cas statique)

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
35.00	4.71	3.65	44.46	48.00	33.30	12.20	1.50	0.75	0.42	9.43	93.85

$F_p = 9.95 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

VI.3.5.2. Cas dynamique

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

Avec :

- G : charges permanentes (poids propre, poussée des terres, poussée hydrostatique de marnage) ;
- Q : charges d'exploitation (poussée due aux surcharges, effort d'amarrage) ;
- SI : force sismique.

Tableau VI.20. Efforts appliqués sur le quai à -3.90m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	35.19	2.19	77.06	0.00	0.00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.24	4.30	1.03	0.18	5.10	0,92
		P_{a_2}	2.13	4.30	9.16	1.60	3.05	4,89
		P_{a_3}	0.50	4.30	2.17	0.23	1.45	0,34
		P_{a_4}	1.57	3.80	5.96	0.72	0.60	0,43
	P. Hydrodyn.	P_w	0.00	0.00	0.00	1.90	1.84	3.50
Total G			39.63		95.38	4.64		10.08
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0.80	4.30	3.45	1.06	3.85	4,10
		P_{q_2}	0.06	4.30	0.27	0.14	1.40	0,19
		P_{q_3}	0.08	3.80	0.30	0.17	0.60	0,10
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	6.40	6.40
	Total Q			0,94		4.01	2.37	
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	5,28	3,45	18,22
Combinaison	G+1,5Q+SI		41,04		101,40	13,47		44,48

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.30 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.28 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

Les mêmes formules sont utilisées pour les cas statique et dynamique.

- **Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m)**

Tableau VI.21. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -3.90m (cas dynamique)

$e(m)$	$B'(m)$	$\varphi(^{\circ})$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{assise}(t/m^2)$
1.39	2.77	37.00	67.00	48.90	18.17	0.70	0.64	0.26	14.80	50.45

$F_p = 3.41 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- **Capacité portante du sol de fondation (-5.40m)**

Tableau VI.22. Capacité portante du sol de fondation du quai à -3.90m (cas dynamique)

$\varphi(^{\circ})$	$B(m)$	$W(t/ml)$	$P'_v(t/ml)$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{sol}(t/m^2)$
35.00	3.89	2.93	43.98	48.00	33.30	17.03	1.50	0.66	0.26	11.29	63.21

$F_p = 5.60 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

VI.3.6. Stabilité partielle

La situation finale de l'ouvrage n'est pas nécessairement la plus critique, il faut également prêter une attention particulière à l'identification de l'ensemble des situations critiques susceptibles de survenir au cours des travaux de construction. L'analyse des situations transitoires de notre quai comporte :

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

VI.3.6.1. Stabilité du couronnement

Tableau VI.23. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas statique)

Charges			P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	7.02	1.59	11.18	0.00	0.00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0.09	3.00	0.28	0.07	0.40	0,03
	Marnage	P_{m_1}	0.00	0.00	0.00	0.02	0.03	0,00
	Total G		7,12		11.46	0.09		0.03
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.16	3.00	0.49	0.22	0.60	0.13
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	1.50	1.50
	Total Q		0.16		0.49	1.22		1.63
Combinaison	G+1,5Q		7.36		12.20	1.92		2.47

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.89 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 4.93 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

Tableau VI.24. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas dynamique)

Charges			P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	7.02	1.39	9.77	0.00	0.00	0.00
	P. des terres	P_{a_1}	0.12	3.00	0.37	0.09	0.40	0.04
	Total G		7,15		10.14	0.09		0.04
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.21	3.00	0.64	0.28	0.60	0.17
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.70	1.50	2.55
	Total Q		0.21		0.64	1.98		2.72
Force sismique		SI	0.00	0.00	0.00	1.00	0.6	0.60
Combinaison	G+1,5Q+SI		7.47		11.10	4.07		4.72

a. Stabilité au glissement

$F_g = 1.38 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.35 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

VI.3.6.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol

Tableau VI.25. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -3.90m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14.41	1.48	21.33	0.00	0.00	0.00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.18	3.00	0.55	0.14	1.80	0.25
		P_{a_2}	0.39	3.00	1.17	0.29	0.61	0.18
	Marnage	P_{m_1}	0.00	0.00	0.00	0.08	1.43	0.12
		P_{m_2}	0.00	0.00	0.00	0.53	0.65	0.35
Total G			14.98		23.05	0.51		0.55
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.38	3.00	1.14	0.51	1.40	0.71
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	3.10	3.10
	Total Q			0.38		1.14	1.51	
Combinaison	G+1,5Q		15.55		24.76	2.77		6.26

a. Stabilité au glissement

$F_g = 4.23 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.96 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

Tableau VI.26. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -3.90m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14.41	1.48	21.33	0.00	0.00	0.00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.24	3.00	0.72	0.18	1.80	0.32
		P_{a_2}	0.51	3.00	1.53	0.38	0.61	0.23
	P. Hydrodyn.	P_w	0.00	0.00	0.00	0.15	0.52	0.08
Total G			15.16		23.58	0.72		0.64
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.50	3.00	1.50	0.66	1.40	0.93
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	3.10	3.10
	Total Q			0,50		1.50	1.66	
Force sismique		SI	0,00	0.00	0.00	2.16	1.4	3.03
Combinaison	G+1,5Q+SI		15.91		25.82	5.37		9.71

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.23 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.66 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

VI.3.6.3. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2 et le sol

Tableau VI.27. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -3.90m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22.66	1.74	39.34	0.00	0.00	0.00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.18	3.30	0.60	0.14	3.50	0.48
		P_{a_2}	1.63	3.30	5.37	1.23	1.23	1.50
	Marnage	P_{m_1}	0.00	0.00	0.00	0.08	3.13	0.26
		P_{m_2}	0.00	0.00	0.00	1.23	1.50	1.85
Total G			24.47		45.32	1.45		2.24
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.61	3.30	2.02	0.81	2.25	1.83
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	4.80	4.80
	Total Q			0.61		2.02	1.81	
Combinaison	G+1.5Q		25.39		48.35	4.17		12.19

a. Stabilité au glissement

$F_g = 4.59 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.97 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

Tableau VI.28. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -3.90m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22.66	1.74	39.34	0.00	0.00	0.00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0.24	3.30	0.79	0.18	3.50	0.63
		P_{a_2}	2.13	3.30	7.03	1.60	1.23	1.97
	P. Hydrodyn.	P_w	0.00	0.00	0.00	0.81	1.20	0.97
Total G			25.03		47.16	2.59		3.57
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0.80	3.30	2.65	1.06	2.25	2.40
	Amarrage	P_b	0.00	0.00	0.00	1.00	3.10	3.10
	Total Q			0.80		2.65	2.06	
Force sismique		SI	0.00	0.00	0.00	3.40	2.25	7.65
Combinaison	G+1.5Q+SI		26.24		51.13	9.09		19.46

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.18 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.63 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

VI.3.7. Étude du couronnement

La poutre de couronnement est une poutre en béton coulée sur place et posée sur le mur de quai, elle assure la liaison des piles de blocs et comporte les équipements d'amarrage (bollards). De ce fait, elle doit être très rigide afin de reprendre les différents efforts verticaux et

horizontaux. Dans notre cas, ces poutres ont une longueur de $l = 12m$ et sont séparées par des joints pour éviter les phénomènes de retrait et de fluage.

VI.3.7.1. Action et sollicitations de la poutre de couronnement

Les efforts internes sont calculés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les détails de la modélisation sont présentés en Annexe F.

VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux

Les bollards étant espacés de 6m, une poutre de couronnement comporte 2 bollards chacune. La force agissant sur le bollard vaut $F_b = 10t$ et est considérée répartie linéairement et uniformément sur la section.

$$q = \frac{2 \times F_b}{l} = 1.67 \text{ t/m}$$

Tableau VI.29. Efforts internes (horizontaux) du couronnement du quai à -3.90m

$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
5.01	7.51

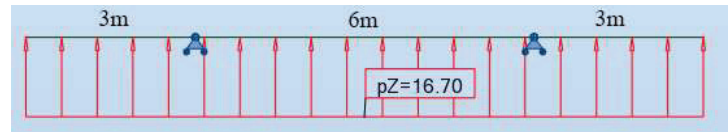


Figure VI.2. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m (efforts

VI.3.7.1.2. Efforts verticaux

Sur le plan vertical, la poutre de couronnement est soumise :

- Au poids propre du béton : $G_1 = 5.90 \text{ t/ml}$;
- Au poids du remblai au-dessus d'elle : $G_2 = 1.12 \text{ t/ml}$;
- À la charge du chariot élévateur : $Q = 12.5 \text{ t}$.

Tableau VI.30. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -3.90m

Charge permanente (t)	$G = G_1 + G_2$	7.02
Charge d'exploitation (t)	Q	12.50

VI.3.7.1.2.1. Cas de charge

Les efforts internes sont calculés en deux phases :

- Sous l'influence du poids propre ;
- Sous l'influence de la charge du chariot élévateur.

Selon la position de la charge, on distingue trois cas de charge défavorables :

- 1er cas : Tassement d'une pile au niveau du joint ;
- 2ème cas : Tassement d'une pile au droit du joint ;
- 3ème cas : Tassement d'une pile entre les joints.

i. 1er cas

Lorsque la charge est située au niveau du joint, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastree d'un côté et libre de l'autre (console).

i.a. Sous l'influence du poids propre

Tableau VI.31. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)

$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
10.53	-7.90

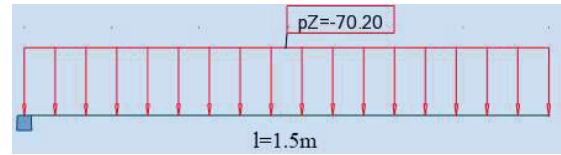


Figure VI.3. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)

i.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

Tableau VI.32. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1er cas)

$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
12.5	-18.75

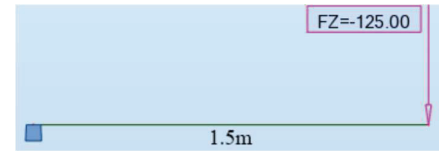


Figure VI.4. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1er cas)

ii. 2ème cas

Lorsque la charge est située au droit du joint, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastree d'un côté et simplement appuyée de l'autre.

ii.a. Sous l'influence du poids propre

Tableau VI.33. Efforts internes du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2ème cas)

	$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
Sur appui	13.16	-7.90
En travée		4.44

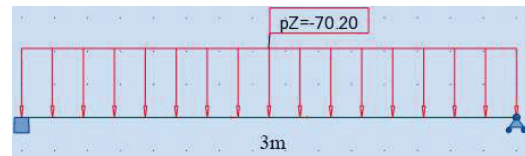


Figure VI.5. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2ème cas)

ii.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

La position de la charge qui donne l'effort tranchant et le moment fléchissant en appui maximaux est :

$$a = \frac{l}{\sqrt{3}} = 1.73m \text{ et } b = l - a = 1.27m.$$

Tableau VI.34. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)

$T_{max} (t)$	$M_{max}^{appui} (t.m)$
9.61	-7.22

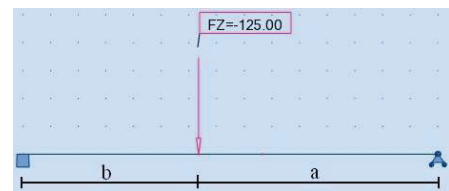


Figure VI.6. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)

La position critique de la charge qui induit le moment fléchissant en travée maximal est donnée par : $b = \frac{l}{2} \times (3 - \sqrt{3}) = 1.90m$ et $a = l - b = 1.10m$

$$M_{max}^{travée} = 6.53t.m$$

iii. 3ème cas

Lorsque la charge est située entre deux joints, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastree des deux côtés.

iii.a. Sous l'influence du poids propre

Tableau VI.35. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)

	$T_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
Sur appui	10.53	-5.27
En travée		2.63

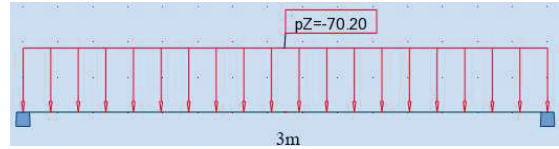


Figure VI.7. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)

iii.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

Tableau VI.36. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)

	$T_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
Sur appui	6.25	-4.69
En travée		4.69

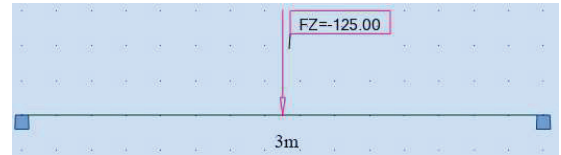


Figure VI.8. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)

VI.3.7.2. Combinaisons de charge

La poutre de couronnement est ferrillée à l'ELS, en fissuration préjudiciable (milieu marin très agressif). La vérification de l'effort tranchant est faite à l'ELU. Les combinaisons prises en compte sont celles du BAEL99 :

- $G + Q$ (ELS) ;
- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).

Tableau VI.37. Combinaisons de charge du couronnement du quai à -3.90m

Efforts	Cas défavorable	$M_{max} (t.m)$	$T_{max} (t)$
Horizontaux	/	7.51	5.01
Verticaux	Appuis	-26.65	32.97
	Travée	10.97	

VI.3.7.3. Ferrailage

La note de calcul est présentée en Annexe F.

Tableau VI.38. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -3.90m

Charges	Section de béton		Nappe supérieure (cm^2)		Nappe inférieure (cm^2)	
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	A_s	Choix
Verticales	1.30	1.00	18.60	4HA14 + 4HA20 = 18.73	13.30	5HA12 + 5HA14 = 13.35
Horizontales	1.00	1.30	13.10	5HA12 + 5HA14 = 13.35	13.10	5HA12 + 5HA14 = 13.35

Tableau VI.39. Armatures transversales du couronnement du quai à -3.90m

Charges	Section de béton			Section d'acier	
	$b(m)$	$h(m)$	$A_t (cm^2)$	Choix	$S_t (cm)$
Verticales	1.30	1.00	1.60	Cadres : 2Ø10	12.10
Horizontales	1.00	1.30	1.60	Cadres : 2Ø10	15.70

VI.4. ÉTUDE DES APPONTEMENTS

Dans l'aménagement intérieur du bassin, sont également projetés deux appontements de 70m de longueur et 4.5m de largeur, fondés à -2.90m NGA sur une assise en enrochement (1-50kg) de hauteur variable suivie d'une couche de 20cm de ballast (20-40 mm). Cette assise est protégée de part et d'autre par des enrochements (50-200kg) (voir Figure VI.9.)

L'appontement est constitué d'éléments préfabriqués en béton armé :

- Pile-chevêtre et semelles ;
- Culée ;
- Poutres d'accostage (poutres de rive) ;
- Prédalles.

Les poutres d'accostage et les prédalles sont liées par une dalle coulée sur place.

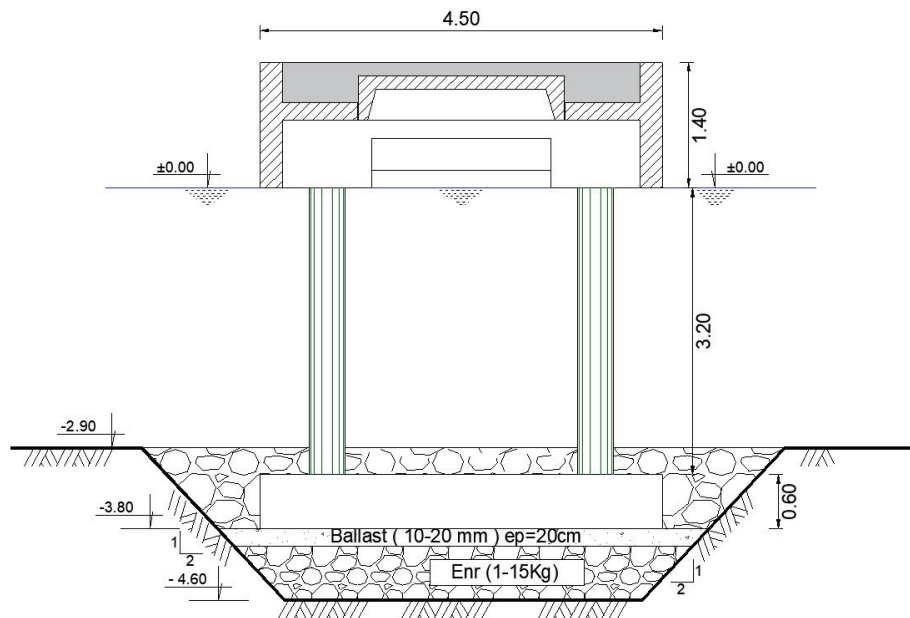


Figure VI.9. Coupe transversale de l'appontement à -2.90m

VI.4.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant l'appontement

Les formules utilisées pour déterminer les caractéristiques géométriques des quais (section VI.3.1.) sont également utilisées pour les appontements.

Tableau VI.40. Valeurs des caractéristiques géométriques de l'appontement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Poutre en T	$(0.8*0.2+0.35*0.3)*2$	0.53	1.33	4.34	5.75	2.25	2.98
Poutres de rive	$2*(0.25*1.4*4+0.2*0.84*3.4)$	3.94	9.86	4.54	44.78	2.25	22.18
Prédalle	$3.6*2.3*0.15+(0.35*(0.2+0.1)/2)*11.8$	1.86	4.65	4.90	22.80	2.25	10.47
Chevêtre	$(0.75*1*2+0.2*2)*0.8+0.35*0.3*2$	1.73	4.33	4.26	18.42	2.25	9.73
Piles	$2*(3.2*\pi*(0.2^2))$	0.80	2.01	1.75	3.52	2.25	4.52
Semelle	$1.5*4.5*0.6$	4.05	10.13	0.30	3.04	2.25	22.78
Béton coulé	$(2.3*0.15+0.85*0.45*2)*4$	4.44	11.10	5.02	55.74	2.25	24.98
Total		17.36	43.40	3.55	154.04	2.25	97.64

VI.4.2. Efforts agissant sur l'appontement

Cette étape consiste à déterminer les efforts prendre en compte pour la vérification de la stabilité globale de l'appontement. Ces efforts sont :

- La surcharge ;
- L'effort d'amarrage ;
- L'effort dû au séisme.

VI.4.2.1. Surcharge de service

Pour les appontements, on considère une surcharge de service de $q = 1 \text{ t/m}^2$. La force de surcharge est donnée par la formule :

$$F_s = q \times L \times B$$

Avec :

- $L = 4\text{m}$: Longueur de l'élément ;
- $B = 4.5\text{m}$: Largeur de l'élément.

$$F_s = 18\text{t}$$

VI.4.2.2. Effort d'amarrage

L'effort d'amarrage s'applique au niveau des bollards fixés sur l'appontement à 30cm de la dalle. Cet effort est réparti sur l'ouvrage par la poutre de rive d'une longueur de 4m. La force que les petits métiers exercent en moyenne sur le bollard vaut : $F_b = 1 \text{ t/ml}$. L'effort d'amarrage appliqué sur l'appontement est donné par la formule suivante :

$$F_a = F_b \times L = 4\text{t}$$

VI.4.2.3. Effort dû au séisme

L'effort dû au séisme est donné par la formule suivante :

$$SI = P \times K_h$$

Avec :

- $P = 43.40\text{t}$: Poids propre de l'appontement ;
- $K_h = 0.15$: Accélération horizontale.

$$SI = 6.51\text{t}$$

VI.4.3. Stabilité globale

La vérification de la stabilité externe de l'appontement est faite sur un tronçon de 4m, entre deux piles consécutives, en tenant compte des différents mécanismes de ruptures connus :

- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au glissement ;

- Stabilité au poinçonnement (capacité portante).

On distingue deux cas de vérification :

- Cas statique (Combinaison de charge : G+1.5Q) ;
- Cas dynamique (Combinaison de charge : G+1.5Q+SI).

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

VI.4.3.1. Cas statique

Tableau VI.41. Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes G	Poids propre P	43.40	2.25	97.64	0.00	0.00	0.00
	Total G	43.40		97.64	0.00		0.00
Charges d'exploitation Q	Surcharges F_s	18.00	2.25	40.50	0.00	0.00	0.00
	Amarrage F_b	0.00	0.00	0.00	4.00	5.50	22.00
	Total Q	18.00		40.50	4.00		22.00
Combinaison	G+1.5Q	70.40		158.39	6.00		33.00

a. Stabilité au glissement

$F_g = 8.84 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 4.80 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

Selon la méthode de MEYERHOF, présentée dans la section VI.3.5.1 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.80m)

Tableau VI.42. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas statique)

$e(m)$	$B'(m)$	$\varphi(^{\circ})$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{assise}(t/m^2)$
1.78	3.56	37.00	67.00	48.90	4.87	0.90	0.89	0.75	19.76	142.29

$F_p = 7.20 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- Capacité portante du sol de fondation (-4.60m)

Tableau VI.43. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas statique)

$\varphi(^{\circ})$	$B(m)$	$W(t/ml)$	$P'_v(t/ml)$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{sol}(t/m^2)$
4.68	3.63	74.02	71.97	48.00	33.30	4.63	1.70	0.90	0.75	15.81	149.08

$F_p = 9.43 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

VI.4.3.2. Cas dynamique

Tableau VI.44. Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes G	Poids propre P	43.40	2.25	97.64	0.00	0.00	0.00
	Total G	43.40		97.64	0.00		0.00
Charges d'exploitation Q	Surcharges F_S	18.00	2.25	40.50	0.00	0.00	0.00
	Amarrage F_b	0.00	0.00	0.00	4.00	5.50	22.00
	Total Q	18.00		40.50	4.00		22.00
Force sismique SI		0.00	0.00	0.00	6.51	2.60	16.92
Combinaison G+1.5Q+SI		70.40		158.39	12.51		49.92

a. Stabilité au glissement

$F_g = 4.24 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.17 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.80m)

Tableau VI.45. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas dynamique)

e (m)	B'(m)	$\varphi(^{\circ})$	N_γ	N_q	$\delta(^{\circ})$	D(m)	i_q	i_γ	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{assise}(t/m^2)$
1.54	3.08	37.00	67.00	48.90	10.08	0.90	0.79	0.53	22.84	98.31

$F_p = 4.30 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- Capacité portante du sol de fondation (-4.60m)

Tableau VI.46. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas dynamique)

$\varphi(^{\circ})$	B(m)	W(t/ml)	$P'_v(t/ml)$	N_γ	N_q	$\delta(^{\circ})$	D(m)	i_q	i_γ	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{sol}(t/m^2)$
35.00	4.20	3.20	73.60	48.00	33.30	9.65	1.70	0.80	0.52	17.52	107.85

$F_p = 6.16 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

VI.4.4. Étude des éléments structuraux

VI.4.4.1. Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau VI.47. Caractéristiques du béton utilisé pour les éléments de l'appontement

Matériau	Désignation	Attribut	
Béton	Résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25MPa
	Résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1MPa
	Contrainte admissible	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$	15 MPa
	Enrobage	c	5cm
	Coefficient de sécurité	γ_b	1.5

Tableau VI.48. Caractéristiques de l'acier utilisé pour les éléments de l'appontement

Matériau	Désignation	Attribut	
	Type	Fe E400	
Acier	Limite d'élasticité	f_e	400 MPa
	Fissuration	très préjudiciable	
	Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	164.97 MPa
	Coefficient de fissuration	η	1.6

VI.4.4.2. Combinaisons de charges

Les combinaisons prises en compte pour l'ensemble des éléments structuraux sont celles du BAEL99 :

- $G + Q$ (ELS) ;
- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).

Les efforts internes de tous les éléments ont été déterminés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et leurs ferrillages à l'aide du logiciel Robot Expert. Les détails de la modélisation et du ferrillage sont présentés dans l'Annexe G.

VI.4.4.3. Prédalles

La prédalle est un élément préfabriqué qui sert de coffrage perdu pour le béton coulé sur place. Elle repose sur ses quatre côtés et est soumise à son propre poids, au poids du béton coulé sur place et aux surcharges, elle travaille donc en flexion simple. Les dimensions de la dalle sont :

- $L_x = 2.30m$: Petite portée de la dalle ;
- $L_y = 3.60m$: Grande portée de la dalle ;
- $h = 0.15m$: Épaisseur de la dalle ;

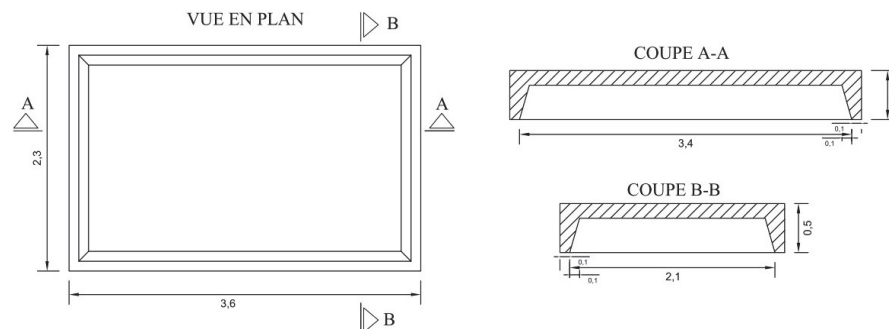


Figure VI.10. Vue en plan, coupes transversales et longitudinales de la prédalle de l'appontement

VI.4.4.3.1. Actions et sollicitations

a. Conditions d'appuis

Soit : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow$ Dalle articulée sur son contour.

b. Efforts agissant sur la prédalle

La prédalle est soumise :

- À son poids propre : $G_1 = 2.5 \times 0.15 = 0.375 \text{ t/m}^2$;
- Au poids propre du béton coulé sur place : $G_2 = 2.5 \times 0.15 = 0.375 \text{ t/m}^2$;
- À la surcharge $Q = 1 \text{ t/m}^2$.

Tableau VI.49. Efforts agissant sur la prédalle

Charge permanente	G $= G_1 + G_2$	0.75 t/m^2
Charge d'exploitation	Q	1.00 t/m^2

c. Efforts internes

Tableau VI.50. Efforts internes de la prédalle

	Selon x	Selon y
$M_{ser} \text{ (t.m)}$	0.861	0.403
$V_u \text{ (t)}$	1.026	0.579

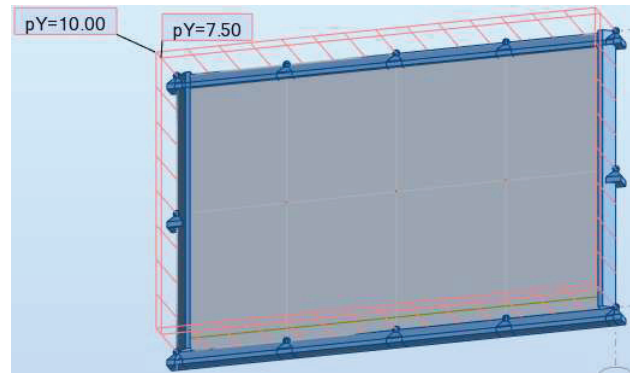


Figure VI.11. Modélisation de la prédalle par Robot Structural Analysis

VI.4.4.3.2. Ferrailage

Tableau VI.51. Armatures longitudinales de la prédalle

Sens	Section de béton		Section d'acier (cm^2/ml)	
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix
Selon x	1.00	0.15	6.00	3HA16 = 6.03
Selon y	1.00	0.15	2.70	6HA8 = 3.02

Le ferrailage transversal ne nécessite que des armatures de construction.

VI.4.4.3.3. Vérification des poutres d'appuis

La prédalle est munie de nervures de forme trapézoïdale sur ses quatre côtés, servant d'appuis. Selon BELAZOUGUI, la section trapézoïdale peut être transformée en section rectangulaire équivalente de dimensions :

$$H = h - \frac{b(b-a)}{6(b+a)} = 0.34\text{m} ; B = \frac{2}{3} \times \frac{b^2 + 2ba}{b+a} = 0.18\text{m}$$

Avec :

- H : Hauteur de la section rectangulaire équivalente ;
- B : Largeur de la section rectangulaire équivalente ;
- a : Petit côté de la section trapézoïdale ;

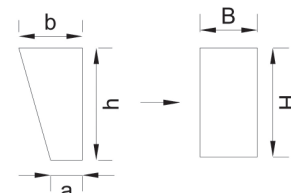


Figure VI.12. Transformation de BELAZOUGUI

- b : Grand côté de la section trapézoïdale ;
- h : Hauteur de la section trapézoïdale.

a. Efforts agissant sur la poutre d'appui

- Poids propre : $G = 2.5 \times 0.34 \times 0.18 = 0.15 \text{ t/m}$;
- Surcharge $Q = 1 \times 0.18 = 0.18 \text{ t/m}$.

d. Efforts internes

Tableau VI.52. Efforts internes de la poutre d'appui

$M_{ser} \text{ (t.m)}$	$V_u \text{ (t)}$
0.54	0.85

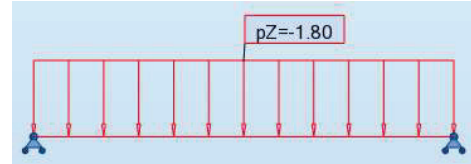


Figure VI.13. Schéma statique de la poutre d'appui

VI.4.4.3.2. Ferrailage

La note de calcul est présentée en Annexe F.

Tableau VI.53. Armatures longitudinales et transversales de la poutre d'appui

Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)		Armatures transversales		
$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
0.18	0.34	1.30	5HA6 = 1.41	1.60	2Ø10	26.1

VI.4.4.4. Poutre de rive

La continuité de l'apponement est assurée par deux poutres de rive, une de chaque côté. Leur calcul de résistance est effectué pour les deux phases de leur exécution, et le ferrailage le plus défavorable est ensuite adopté. La poutre est sollicitée en flexion déviée et en torsion.

i. 1^{ère} phase : poutre simplement appuyée

i.a. Actions et sollicitations

La poutre de rive est soumise :

- À son poids propre : $G_1 = 1.295 \text{ t/m}$;
- Au poids du béton coulé sur place : $G_2 = 0.945 \text{ t/m}$.

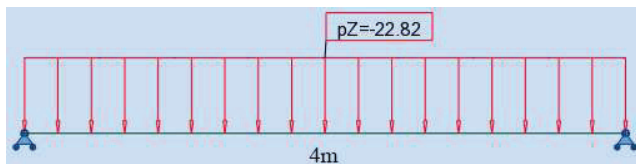


Figure VI.15. Schéma statique de la poutre de rive (1ère phase)

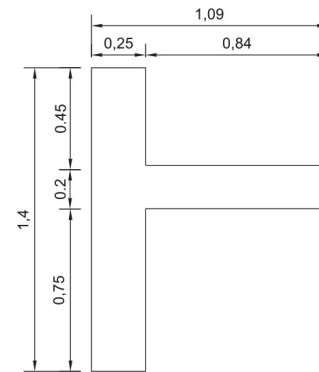


Figure VI.14. Section de la poutre de rive (1ère phase)

Flexion longitudinale

Charge permanente : $G = 2.24 \text{ t/m}$.

Tableau VI.54. Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (1^{ère} phase)

$M_{ser} (t.m)$	$V_u (t)$
4.48	6.05

Torsion

Le poids du béton coulé sur place est considéré comme une surcharge concentrée, ce qui crée un moment de torsion.

Effort le long de la nervure : $P_t = G_2 \times l = 3.78t$

Excentricité : $e = X_G - X_g = 0.37m$

Avec :

- $X_G = 0.79$: Centre de gravité de la section ;
- $X_g = 0.42$: Centre de gravité de la nervure.

Les moments de torsion sont donnés par les formules suivantes :

Tableau VI.55. Efforts internes de la poutre d'appui (torsion) (1^{ère} phase)

Formule	$1.5 \times P_t \times e$
$M_t (t.m)$	2.10

i.b. Ferrailage

La section d'acier totale nécessaire au ferrailage de la poutre de rive est la somme des sections d'acier dues à la flexion longitudinale et à la torsion.

Tableau VI.56. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (1^{ère} phase)

	Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)	Choix	Armatures transversales		
	$b(m)$	$h(m)$	A_s		$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
Flexion long.	0.84	0.20	18.10	7HA20 = 21.99	1.60	2Ø10	14.60
Torsion	0.25	1.40	3.30		0.80	1Ø10	40.00

ii. 2^{ème} phase : poutre continue

ii.a. Actions et sollicitations

La poutre de rive est soumise :

- À son poids propre : $G = 2.24 t/m$;
- À la surcharge : $Q = 1 \times 1.09 = 1.09 t/m$.

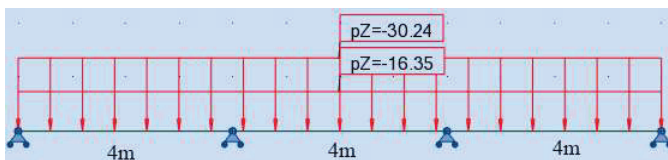


Figure VI.17. Schéma statique de la poutre de rive (2^{ème} phase)

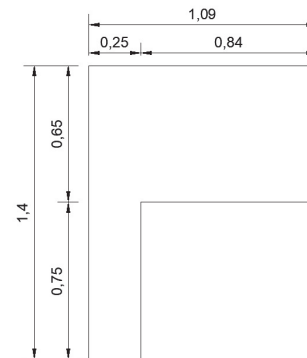


Figure VI.16. Section de la poutre de rive (2^{ème} phase)

Flexion longitudinale

Tableau VI.57 Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (2ème phase)

	$M_{ser}(t.m)$	$V_u(t)$
En travée	4.18	10.97
Sur appui	-5.23	7.31

Torsion

Les charges sont considérées concentrées, ce qui crée un moment de torsion.

Excentricité : $e = X_G - X_g = 0.37m$

Avec :

- $X_G = 0.79$: Centre de gravité de la section ;
- $X_g = 0.42$: Centre de gravité de la nervure.

Tableau VI.58. Efforts internes de la poutre de rive (torsion) (2ème phase)

$P_t(t)$	10.14
$M_t(t.m)$	3.75

ii.b. Ferrailage

Tableau VI.59. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2ème phase)

	Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)				Armatures transversales		
	$b(m)$	$h(m)$	Nappe supérieure		Nappe inférieure		$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
Flexion long.	0.84	0.65	A_s	Choix	A_s	Choix	1.60	2Ø10	18.70
Torsion	0.25	1.40		-	6.00	3HA16 = 6.03	0.80	1Ø10	40.00

VI.4.4.5. Chevêtre

Le chevêtre a pour rôle de reprendre les différents efforts qui lui sont transmis par les poutres de rive. Il est sollicité en flexion simple. Son calcul de résistance est effectué en deux phases, hors service et en service.

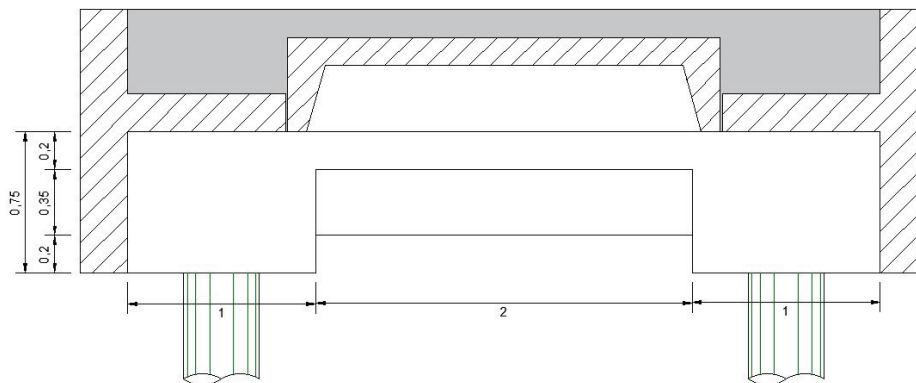


Figure VI.18. Coupe longitudinale du chevêtre

i. 1^{ère} phase : Chevêtre hors service

Lors de cette phase de calcul, seul le poids propre du chevêtre est considéré comme charge permanente.

i.a. Actions et sollicitations

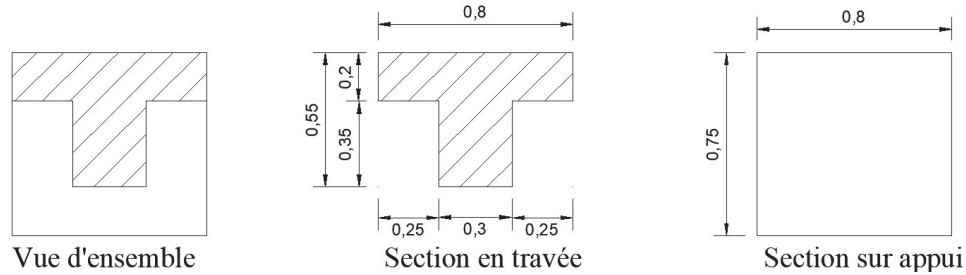


Figure VI.19. Section transversale du chevêtre (1ère phase)

Tableau VI.60. Efforts agissant sur le chevêtre (1ère phase)

Charge		En travée (t/m)	Sur appui (t/m)
Permanente	Poids propre	0.66	1.50
	Total G	0.66	1.50
Exploitation	Poids du béton coulé sur place	0.75	1.01
	Poids de la prédalle	0.77	0.18
	Poids de la poutre de rive	0.00	1.30
Total Q		1.52	2.48

Tableau VI.61. Efforts internes du chevêtre (1ère phase)

	En travée	Sur appui
$M_{ser}(t.m)$	2.18	1.07
$V_u(t)$	3.17	6.04

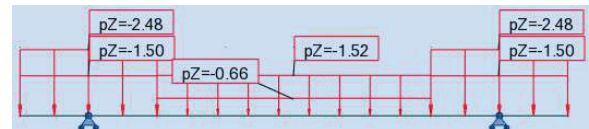


Figure VI.20. Schéma statique du chevêtre (1ère phase)

i.b. Ferrailage

Tableau VI.62. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (1^{ère} phase)

	Armatures longitudinales (cm ²)		Armatures transversales		
	A_s	Choix	A_t (cm ²)	Cadre	S_t (cm)
En travée	2.80	4HA10 = 3.14	1.60	2Ø10	40.00
Sur appui	6.20	2HA20 = 6.28	1.60	2Ø10	19.60

ii. 2^{ème} phase : Chevêtre en service

Lors de cette phase de calcul, seule la surcharge est considérée comme charge d'exploitation.

ii.a. Actions et sollicitations

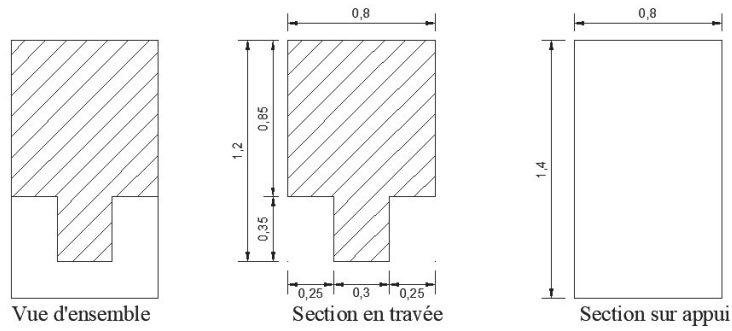


Figure VI.21. Section transversale du chevêtre (2ème phase)

VI.63. Efforts agissant sur le chevêtre (2ème phase)

Tableau

Charge		En travée (t/m)	Sur appui (t/m)
Permanente	Poids propre	1.96	2.80
Exploitation	Surcharge	4.00	4.00

Tableau VI.64. Efforts internes du chevêtre (2ème phase)

	En travée	Sur appui
$M_{ser}(t.m)$	5.96	2.98
$V_u(t)$	8.65	13.54

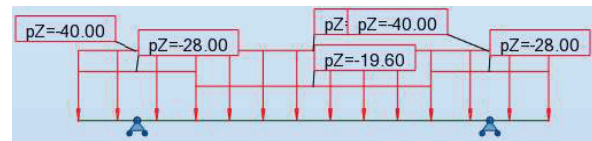


Figure VI.22. Schéma statique du chevêtre (2ème phase)

ii.b. Ferrailage

Tableau VI.65. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (2ème phase)

	Armatures longitudinales (cm ²)		Armatures transversales		
	A_s	Choix	A_t (cm ²)	Cadre	S_t (cm)
En travée	5.50	5HA12 = 5.65	1.60	2Ø10	40.00
Sur appui	11.30	6HA16 = 12.06	1.60	2Ø10	19.60

VI.4.4.6. Pile

Chaque pile est composée de deux fûts circulaires qui transmettent les sollicitations aux semelles. Avant d'entamer l'étude des piles, il est nécessaire d'étudier le portique résultant du fait que le chevêtre et les piles soient solidaires. Les piles sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal de compression transmis par le chevêtre et travaillent donc en flexion composée.

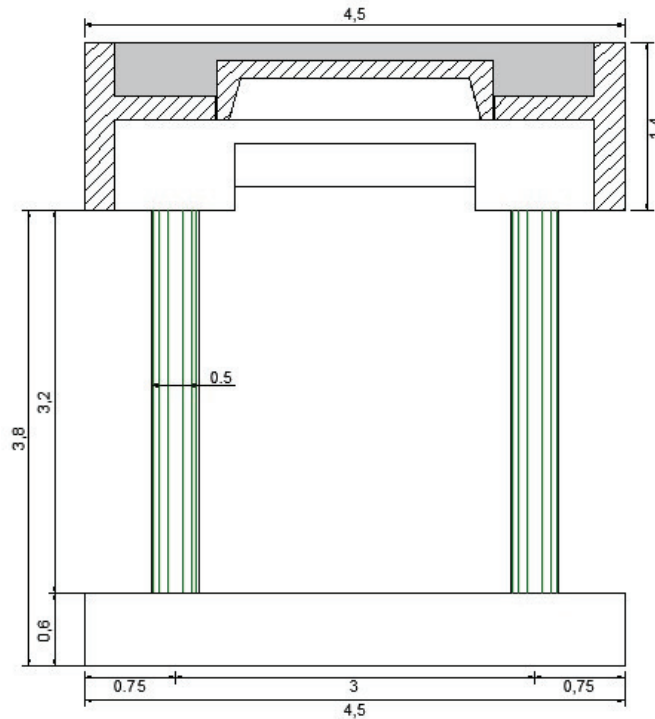


Figure VI.23. Section du portique

VI.4.4.6.1. Actions et sollicitations

i. Efforts agissant sur le portique

i.a. Efforts verticaux

Tableau VI.66. Efforts verticaux agissant sur le portique

	Charge	Attribut (t/m)
Permanente	Poids du chevêtre	0.96
	Poids des poutres de rive	2.19
	Poids de la prédalle	1.03
	Poids du béton coulé sur place	2.47
	Total G	6.65
Exploitation	Surcharge	4.00
	Total Q	4.00

i.b. Efforts horizontaux

Tableau VI.67. Efforts horizontaux agissant sur le portique et leur moments réduits à la tête des piles

Charge	Force (t)	d_v (m)	M_b (t.m)
--------	-----------	-----------	-------------

Amarrage	4.00	1.70	6.80
Séisme	4.49	0.70	3.14

Avec :

- d_v : Bras de levier par rapport à la tête des piles ;
- M_b : Moment réduit à la tête des piles.

ii. Efforts internes

Tableau VI.68. Efforts internes du portique

	Tête	Base
$M_{ser}(t.m)$	-7.13	9.62
$V_u(t)$	-6.34	-6.34
$N_{ser}(t)$	30.62	30.62

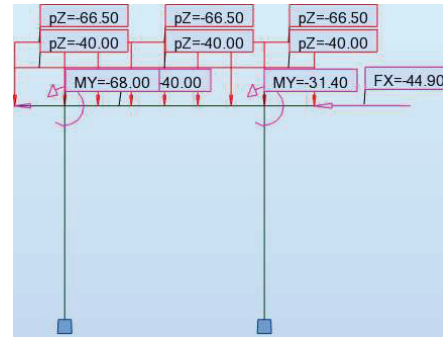


Figure VI.24. Schéma statique du portique

VI.4.4.6.2. Ferrailage

Les piles sont soumises aux sollicitations à la tête calculées précédemment.

Tableau VI.69. Armatures longitudinales et transversales des piles

Armatures longitudinales(cm^2)		Armatures transversales		
A_s	Choix	$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
27.50	9HA20 = 28.27	1.60	2Ø10	19.40

VI.4.4.7. Semelles

Les semelles sont filantes sous deux poteaux et sont sollicitées en flexion déviée.

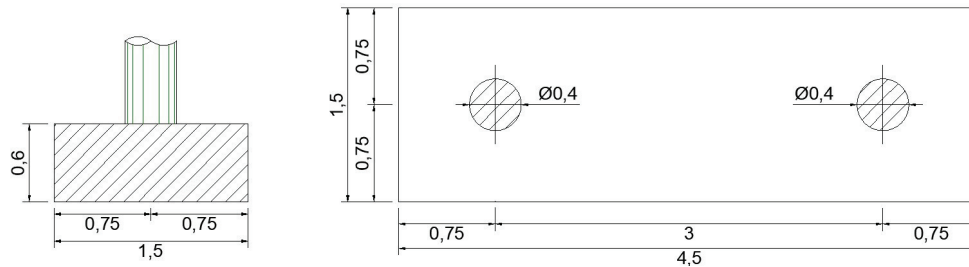


Figure VI.25. Vue en coupe et en plan de la semelle

VI.4.4.7.1. Actions et sollicitations

i. Efforts agissant sur la semelle

Tableau VI.70. Efforts agissant sur la semelle

Charge	Attribut
Poids propre (t/m)	2.25
Moment fléchissant à la base de la pile ($t.m$)	9.62
Effort normal à la base de la pile (t)	30.62

ii. Efforts internes

Tableau VI.71. Efforts internes de la semelle

	En travée	Sur appui
$M_{ser}(t, m)$	13.58	-15.28
$V_u(t)$	14.18	

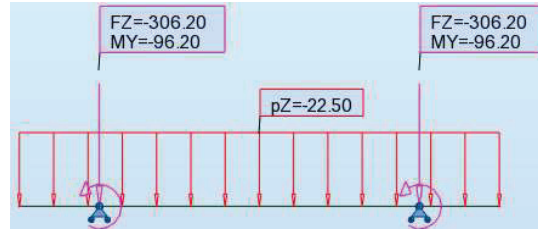


Figure VI.26. Schéma statique de la semelle

VI.4.4.7.2. Ferrailage

Tableau VI.72. Armatures longitudinales et transversales de la semelle

Armatures longitudinales (cm^2)				Armatures transversales		
Nappe supérieure		Nappe inférieure		$A_t (cm^2)$	Cadre	$S_t (cm)$
A_s	Choix	A_s	Choix			
18.60	6HA20 = 18.85	16.50	6HA20 = 18.85	1.60	2Ø10	10.50

VI.5. CONCLUSION

Une conception technique saine est essentielle pour s'assurer que le niveau de stabilité et de protection des ouvrages est conforme aux prescriptions. À travers ce chapitre, nous avons pu vérifier la stabilité des différents ouvrages d'accostage de notre projet, mais aussi de déterminer le ferrailage nécessaire à leurs résistances. Dans le chapitre suivant, nous nous intéresserons à l'impact qu'aura notre port sur l'environnement dans lequel il est implanté.

Chapitre VII

Etude d'impact sur l'environnement.

CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement

VII.1. INTRODUCTION

Quelle que soit leur nature, les ouvrages peuvent potentiellement avoir des impacts importants sur l'environnement à chaque phase du projet. Ce chapitre aborde les répercussions du projet d'aménagement de l'abri de pêche de Madagh sur l'environnement naturel, humain et socio-économique, dans le but de le protéger et de permettre l'intégration du port et toutes les activités qui en découlent dans les meilleures conditions possible, sans porter atteinte à son environnement.

VII.2. CADRE JURIDIQUE

L'étude d'impact est réalisée conformément à la législation algérienne en vigueur, à savoir, le décret exécutif n°18-255 du 29 Moharram 1440 correspondant au 9 octobre 2018 modifiant et complétant le décret exécutif n°07-145 du 2 Joumada El Oula 1428 correspondant au 9 mai 2007 déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement.

Selon l'article 3 du décret, le contenu de l'étude ou de la notice d'impact doit comprendre :

1. La présentation du promoteur du projet, son nom ou raison social, son expérience ainsi que la présentation du bureau d'études accompagnée d'une copie de son agrément délivré par le ministre chargé de l'environnement ;
2. L'analyse des alternatives et variantes éventuelles des différentes options du projet en expliquant et en fondant les choix retenus aux plans économique, technologique et environnemental ;
3. La délimitation de la zone d'étude et la description détaillée de l'état initial du site et de son environnement accompagnée d'un plan de situation et d'un plan de masse ;
4. La description détaillée des différentes phases du projet et l'estimation des catégories et des quantités de résidus, d'émissions et de nuisances susceptibles d'être générés ;
5. L'évaluation des impacts prévisibles directs et indirects, à court, moyen et long terme du projet sur l'environnement et des effets cumulatifs ;
6. La description des mesures envisagées par le promoteur pour supprimer, réduire et/ou compenser les conséquences dommageables des différentes phases du projet ;
7. Le plan de gestion de l'environnement détaillé avec son planning d'exécution ;
8. Les incidences financières allouées aux mesures préconisées et toute autre information, document ou étude soumis par les bureaux d'études pour fonder le contenu de l'étude d'impact ;
9. Un rapport descriptif du projet, établi par le bureau d'études et mis à la disposition du public durant la période de l'enquête publique.

VII.3. DESCRIPTION DU PROJET

- **Promoteur du projet :** Direction des Travaux Publics de la Wilaya de AIN TEMOUCHENT ;
- **Entreprise de réalisation :** Méditerranéenne des Travaux Maritimes (MEDITRAM) ;

- **Bureau d'études :** Laboratoire des Études Maritimes (LEM), établissement agréé par le Ministère de l'Environnement ;
- **Contrôle et suivis :** Hydro Marine Ingénierie (HMI), établissement agréé par le Ministère de l'Environnement.
- **Choix de la zone :** Le projet de réalisation d'un port de pêche dans la zone de Madagh situé à l'Est de la wilaya de Ain-Temouchent a pour objectif de répondre aux nouvelles exigences et besoins de la région. Il permettra essentiellement l'augmentation de la production halieutique et participera à la création d'emplois. Le lieu rassemble également toutes les conditions techniques qui permettent la construction d'un abri de pêche.

VII.4. DÉLIMITATION ET ÉTAT INITIAL DE LA ZONE

Initialement, le site était une petite baie bordée d'une forêt sauvage et de montagnes tandis qu'au large, se dressent, à environ 11Km, sur un contour déchiqueté, les Iles Habiba. Madagh est un lieu connu pour sa biodiversité et son isolement.

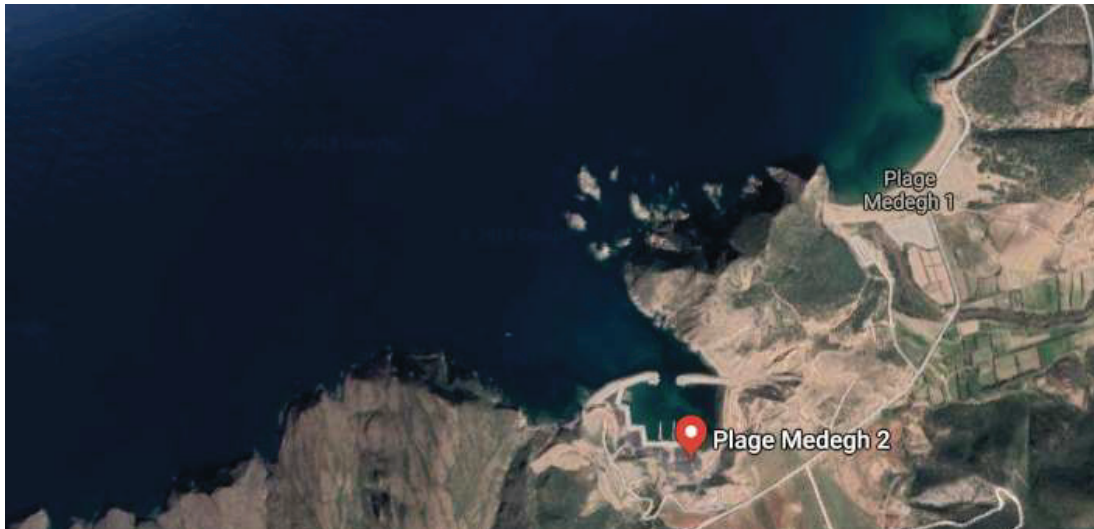


Figure VII.1. Localisation de la zone de projet

VII.5. PHASES DE PROJET

On distingue deux phases de projet :

- Phase de construction : elle contient la prospection préliminaire, l'installation de chantier, les travaux de génie civil, les terrassements, les remblayages en plus de la remise en état initial des lieux et de la gestion des déchets ;
- Phase d'exploitation : elle comprend l'entretien du port et de ses infrastructures, les mesures d'hygiène et de sécurité sanitaire.

VII.6. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION

VII.6.1. Phase de construction

Tableau VII.1. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Dragage	Contamination des eaux marines et des ruissèlements	Définitions des périodes de dragage
	Pénétration de déchet dans les eaux de ruissèlement		
Sol	Terrassement et installation de chantier	Altération et changement des propriétés	Limitation des décapages et excavations
	Dépôt des déblais		
Air	Manœuvre /activité de construction	Contamination de l'air par les émissions	Maitrise des émissions hydrocarbures et poussière
			Arrosage
			Couverture des camions transporteurs de matériaux
Impact sur le milieu biologique			
Faune (benthique/terrestre)	Détérioration de la qualité de l'eau et changement des pressions	Migrations des espèces à forte mobilité	Respect des périodes de repos biologique
	Vibrations et effets sonores		
Flore (benthique/terrestre)	Circulation de véhicules lourds	Perte du couvert végétale	Limitation des zones de circulation d'engins et installation de panneaux de signalisation
	Déboisement et retrait du couvert végétal.		
	Dragage		
Impact sur le milieu humain			
Emploi	L'ensemble des activités du chantier	Création d'emploi	Favoriser les habitants de la région
Santé et Sécurité		Propagation de maladie respiratoire	Maitrise des émissions diverses
		Risques de déversement de substances dangereuses	Mise à jour régulière des plans d'urgence

VII.6.2. Phase d'exploitation

Tableau VII.2. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exécution

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Navigation et manœuvres des navires	Pollution et contamination	Analyse chimique des eaux
Sol	Déchets de pêche et d'activité portuaire		Programme de gestion des déchets
Air	Transport et manutention		
Impact sur le milieu biologique			
Faune et flore (benthique/terrestre)	Navigation, circulation de camions et présence d'infrastructures immergées	Déplacement et perte de la biodiversité	Suivi de la recolonisation de la végétation
	Bruit et vibrations		Mise au point de mesure de préservation de la qualité des eaux de surface
Impact sur le milieu humain			
Emploi	Présence du port	Boost de l'économie locale	-
		Augmentation de rendement halieutique	

VII.7. CONCLUSION

L'abri de pêche de Madagh est sans conteste une infrastructure qui renforcera davantage le littoral de la wilaya de AIN TEMOUCHENT, mais compte tenu des spécificités de l'activité portuaire, l'intégration de cet aménagement dans la zone avec le minimum de nuisances environnementales et écologiques ne peut être assurée sans la concrétisation des différentes mesures de prévention et d'atténuation citées ci-dessus ainsi que l'élaboration de planning de suivis et contrôle continu de cette infrastructure.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, ayant pour objet l'aménagement d'un abri de pêche à Madagh dans la wilaya de Ain Temouchent, nous a permis de mettre en application et d'approfondir d'une manière très significative les connaissances acquises tout au long de nos trois ans de cursus à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, mais aussi de nous spécialiser dans le domaine des travaux maritimes.

Ce travail traite les principales phases de l'étude à savoir la collecte et l'analyse des données du site du projet, l'étude d'aménagement, le dimensionnement des ouvrages de protection et des ouvrages d'accostage, et pour finir une étude d'impact sur l'environnement, ce qui nous a fait découvrir l'étendue du domaine et constaté qu'il est pluridisciplinaire et nécessite beaucoup de connaissances qui touchent une multitude de branches telle que : la résistance des matériaux, la mécanique des fluides, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols et la géotechnique, l'hydraulique et le béton armé.

Enfin, ce travail a été une véritable découverte pour nous, un tremplin qui nous a permis d'avoir un aperçu sur comment être actrices et non plus spectatrices dans le monde du travail et particulièrement dans le secteur des travaux maritimes. Il a aussi été très enrichissant, car il nous permet de tirer profit de l'expérience des ingénieurs de terrain du Laboratoire d'Études Maritimes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] 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)
- [2] 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)
- [3] R. Bonnefille, *Mouvement de la mer*, Revue technique de l'ingénieur n° C4610
- [4] D. Caminade, *Port de commerce et de pêche*, Revue technique de l'ingénieur n° C4630
- [5] D. Caminade, *Port de plaisance*, Revue technique de l'ingénieur n°C4631
- [6] D. Caminade, *Ouvrages de protection des côtes*, Revue technique de l'ingénieur n° C4690
- [7] Guide études techniques portuaires Disponible sur :
<http://www.equipement.gov.ma/ports/Publications/Pages/Publications.aspx>
- [8] D. Westercamp, H. Tazieff, *La houle comment s'en protéger ?* Martinique Guadeloupe, Edition Masson (1981)
- [9] M. Edvard, M. Chevassu, M. Robert, M. Villain, *Les enrochements*, Paris, France, Edition LCPC (1989)
- [10] J. Feuillet, Y. Coeffe, J. Bernier, B. Chaloin, *Le dimensionnement des digues à talus*, Paris, France, Edition Eyrolles (1987)
- [11] *Shore protection Manual Volume 2*, Edition Costal Engineering Research Center, Washington D.C USA, Edition Fourth Edition (1984)
- [12] *ROM 0.2-90*, Maritimes Works Recommendation Actions in The Design of Maritimes Harbour Works, ()
- [13] *PIANC Harbour approaching channels design guidelines*, Edition The World Association for Waterborne Transport infrastructure, (2014)
- [14] Gregory P. Tsinker, *Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance, and Security*, Edition John Wiley & Sons (2004)
- [15] G.Taché , *Réhabilitation du béton armé dégradés par la corrosion*, Publication AFGC, (2003)

- [16] *Gestion technique des ouvrages portuaires en France* Revue Paralia, Editions Paralia CFL, (2009).
- [17] P. Guiraud, *Les ouvrages en béton en site maritime* (2017) disponible sur <https://www.infociments.fr/travaux-maritimes-fluviaux-et-barrages/les-ouvrages-en-beton-en-site-maritime>
- [18] *Pathologies des ouvrages portuaires*, Notice n° P 08-02, Edition Centre Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (2008) disponible sur <https://docplayer.fr/2309825-Centre-d-etudes-techniques-maritimes-et-fluviales-pathologies-des-ouvrages-portuaires-methodes-d-investigation.html>
- [19] *Gestion patrimoniale des ouvrages d'art*, Rapport Journée technique sous l'égide de la CoTITA ,(2014)
- [20] *Etude de la durabilité des systèmes béton armé : mortiers de réparation en milieu marin*, Edition HAL , tel-01067496, (2014) <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01067496/document>

Annexe A

Topographie et bathymétrie.

ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.

A.1. INTRODUCTION

Cette annexe décrit les travaux topographiques et bathymétriques effectués sur le site en phase préliminaire dans le but de savoir si le site sélectionné est à priori capable d'accueillir l'ouvrage prévu.

A.2. TRAVAUX RÉALISÉS

Les travaux ont comporté :

- Un levé topographique détaillé du site d'étude sur une superficie de 10 hectares ;
- Un levé bathymétrique d'une superficie de 100 hectares, réalisé suivant des profils perpendiculaires à la côte ;
- L'exécution de 40 points de sondages à la lance ;
- Le traitement et vérification des données ;
- La modélisation et l'établissement du plan bathymétrique.

A.3. MÉTHODOLOGIE ET MOYENS UTILISÉS POUR LA TOPOGRAPHIE

Un point de base a été implanté sur site (station bétonnée). Les coordonnées de ce point ont été obtenues par observation statique relativement à la station de référence « AT 04 » implantée à Bouzedjar et à la station « AT 02 » située à Cap Blanc qui a été utilisée pour la vérification.

Tableau A.1. Coordonnées du point de base

N° de station	X UTM (m)	Y UTM (m)	Z NGA (m)
Station Madagh	674605.128	3944915.859	18.17

A.4. MÉTHODOLOGIE ET MOYENS UTILISÉS POUR LA BATHYMÉTRIE

Pour commencer, l'hydrographe étalonne l'échosondeur installé à bord de l'embarcation par la barre d'étalonnage à différentes profondeurs. Il valide ainsi la profondeur du transducteur et la vitesse de propagation des signaux ultrasonores dans l'eau de mer.

La distance entre profils est de 20m de la ligne de côte jusqu'à la profondeur de -10m, au-delà de cette profondeur, l'espacement entre profils est égal à 40m, les données sont émises en continu, mais l'enregistrement se fait toutes les deux secondes.

Durant le levé, il arrive à constater des formes de fond particulières sur les profils (des hauts fonds ou des fosses), dans ce cas on procède à un balayage plus serré.

Les données brutes acquises lors du levé bathymétrique sont traitées à l'aide d'un logiciel. Le traitement consiste à supprimer les sondes résultantes de fausses mesures pour permettre ensuite de générer un modèle numérique du terrain MNT des données traitées grâce auquel sont visualisées des isobathes.

A.5. SONDAGES A LA LANCE

Les sondages sont réalisés par plongeurs, qui utilisent une lance (tube galvanisé) de 3 mètres de long, graduée en centimètres et reliée par un flexible à une bouteille de plongée.

Sous l'effet de l'air comprimé, injecté par forte pression, les particules fines sont dégagées, permettant ainsi l'enfoncement de la lance jusqu'au refus.

La lecture de la graduation correspondant à la partie enfoncée de la lance dans le fond marin renseigne sur l'épaisseur de la couche de matériaux meubles en place. Les résultats des sondages sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau A.2. Résultats des sondages

N° de points	Profondeurs (m)	Pénétration (m)	Nature des matériaux
S1	-1.68	0.00	Galets
S2	-0.82	0.00	Roche naturelle
S3	-1.03	0.00	Roche naturelle
S4	-2.72	0.05	Sable + galets
S5	-3.45	0.35	Sable
S6	-4.05	0.25	Sable
S7	-4.68	0.50	Sable
S8	-3.97	0.50	Sable
S9	-2.95	0.35	Sable
S10	-1.90	0.00	Roche naturelle
S11	-1.88	0.05	Sable
S12	-1.59	0.00	Galets
S13	-3.03	0.00	Roche naturelle
S14	-3.69	0.65	Sable
S15	-3.38	0.45	Sable
S16	-3.64	0.85	Sable
S17	-4.46	0.40	Sable
S18	-5.18	0.40	Sable
S19	-5.83	0.30	Sable
S20	-6.74	0.25	Sable
S21	-6.96	0.10	Sable
S22	-6.18	0.30	Sable
S23	-5.52	0.40	Sable
S24	-4.51	0.60	Sable
S25	-4.25	0.28	Sable
S26	-4.12	0.30	Sable
S27	-3.75	0.00	Galets
S28	-1.77	0.00	Roche
S29	-2.62	0.00	Roche
S30	3.44	0.00	Roche
S31	-4.39	0.00	Roche
S32	-5.55	0.45	Sable
S33	-6.35	0.40	Sable
S34	-7.06	0.40	Sable
S35	-6.40	0.35	Sable
S36	-4.58	0.00	Roche
S37	-3.91	0.00	Roche
S38	-2.64	0.00	Roche
S39	-1.40	0.00	Roche
S40	-0.84	0.00	Roche

Annexe B

Etude de réfraction de la houle.

ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.

B.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.

B.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 transfert calculées suivant la bathymétrie des fonds où les houles ne sont pas réfractées. Le coefficient de réfraction est défini de la manière suivante :

$$K_r = \frac{H_s^{local}}{H_s^{large}}$$

La propagation de la houle entre le large et la côte, a été étudiée à l'aide du modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore) développé par l'université de DELFT.

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.

B.4. DONNEES DE BASE

B.4.1. Données de houles au large

L'étude de statistiques effectuée par le LEM a mis en évidence trois directions défavorables de la houle au large de récurrence biennale, décennale et centennale (voir tableau B.1).

B.4.2. 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.



Figure B.1. Côte méditerranée - Côte Algériennes d'ARZEW au CAP FIGALO (Echelle 1/100.000)

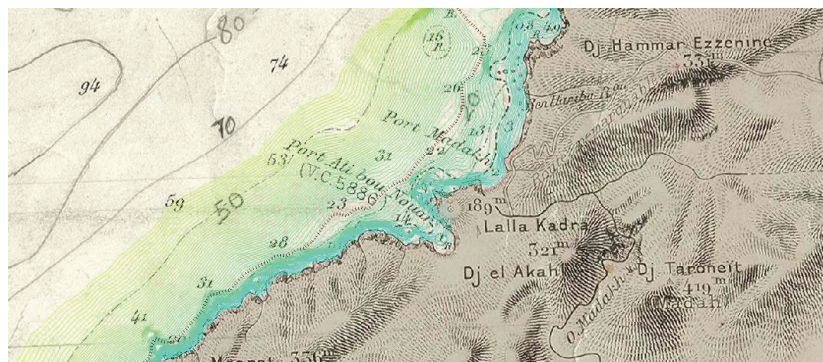


Figure B.1. Lignes isobathes résultantes de la digitalisation

Tableau B.1. Récapitulatif des houles retenues et leur déviation à -20m

Secteur	Direction	Angle de déviation	Nouvelle direction
N 335°	N	360°	7°
N 15°			
N 295°	N-O	315°	2°
N 355°			
N 255°	O	270°	17°
N 295°			

Tableau B.2. Caractéristiques des houles extrêmes au large (SSMO –région Ouest Algérie)

	Période de retour(ans)	H_s (m)	T_p (s)
360°	2	4.2	8.20
	10	5.9	9.7
	100	9.2	12.1
315°	2	4.4	8.7
	10	7.1	10.6
	100	10.4	12.9
270°	2	6.70	10.4
	10	8.8	11.9
	100	11.7	13.7

La période de pointe T_p correspondante pour chaque hauteur de houle est donnée par la relation de JONSWAP :

$$T_p(s) = \frac{2 \times \pi}{0.25 + \frac{1.8}{H_s + 0.60}}$$

B.5 TRAITEMENT DES DONNEES

Sur la base des données de la table des fonds obtenus et après définition de la zone d'étude, le SWAN nous permet d'obtenir entre autres les hauteurs de houles réfractées.

Pour le dimensionnement d'un port de pêche tel que celui de Madagh, nous choisissons d'utiliser les données correspondant à une période de retour de 10 ans.

B.6 RESULTATS

On s'intéresse à la réfraction au niveau où les jetées seront projetées c'est-à-dire à -5m. Le but est de déterminer la houle de projet à utiliser pour leur dimensionnement.

Tableau B.3. Caractéristiques de la houle décennale N315°

Donnés au large : Direction = N315° $T_p = 12.99s$ $H = 7.1m$

N° point	X(utm)	Y(utm)	$H_s(m)$	$T_p(s)$	K_r	Angle d'arrivé
1	673450	3944756	3.80	13.76	0.54	334°
2	674001	3945097	4.60	13.76	0.65	347°
3	674518	3945018	4.80	12.45	0.68	333°
4	674849	3945069	5.86	12.45	0.83	310°
5	674681	3945515	4.34	12.45	0.61	332°
6	674930	3945630	5.89	12.45	0.83	339°
7	675346	3945763	4.11	12.45	0.58	332°
8	675697	3945987	2.45	12.45	0.35	311°
9	675933	3946962	3.91	12.45	0.55	300°
10	676232	3947232	4.00	12.45	0.56	333°
11	676453	3947342	4.10	12.45	0.58	330°
12	676852	3947525	3.60	12.45	0.51	335°
13	677235	3947689	4.00	12.45	0.56	331°
14	677533	3947710	3.80	12.45	0.54	334°

Tableau B.4. Caractéristiques de la houle décennale N270° à -5m

Donnés au large : Direction = N270° $T_p = 14.23s$ $H = 8.8m$

N° point	X(utm)	Y(utm)	$H_s(m)$	$T_p(s)$	K_r	Angle d'arrivé
1	673450	3944756	2.23	14.16	0.25	324°
2	674001	3945097	3.33	14.16	0.38	337°
3	674518	3945018	3.50	14.16	0.40	324°
4	674849	3945069	4.21	14.16	0.48	307°
5	674681	3945515	4.80	14.16	0.55	320°
6	674930	3945630	3.02	14.16	0.34	331°
7	675346	3945763	3.91	14.16	0.44	322°
8	675697	3945987	2.20	14.16	0.25	300°
9	675933	3946962	2.70	14.16	0.31	286°
10	676232	3947232	3.12	14.16	0.35	331°
11	676453	3947342	2.15	14.16	0.24	324°
12	676852	3947525	3.91	14.16	0.44	324°
13	677235	3947689	2.40	14.16	0.27	337°
14	677533	3947710	1.15	14.16	0.13	324°

Tableau B.5. Caractéristiques de la houle décennale N360° à -5m

Donnés au large : Direction = N360° $T_p = 11.92s$ $H = 5.9m$

N° point	X(utm)	Y(utm)	$H_s(m)$	$T_p(s)$	K_r	Angle d'arrivé
1	673450	3944756	3.82	11.54	0.65	340°
2	674001	3945097	4.20	11.54	0.71	354°
3	674518	3945018	4.10	11.54	0.69	340°
4	674849	3945069	3.98	11.54	0.67	317°
5	674681	3945515	3.98	11.54	0.67	339°
6	674930	3945630	1.24	11.54	0.21	344°
7	675346	3945763	3.88	11.54	0.66	337°
8	675697	3945987	2.50	11.54	0.42	318°
9	675933	3946962	3.40	11.54	0.58	307°
10	676232	3947232	3.61	11.54	0.61	340°
11	676453	3947342	3.26	11.54	0.55	339°
12	676852	3947525	3.26	11.54	0.55	344°
13	677235	3947689	3.26	11.54	0.55	344°
14	677533	3947710	3.26	11.54	0.55	337°

On constate clairement que la houle la plus influente est celle provenant de la direction N315°, ce qui fait d'elle la houle de projet.

Annexe C

Etude d'aménagement.

ANNEXE C : Etude d'aménagement.

C.1. INTRODUCTION

Dans cette annexe, nous détaillerons l'estimation budgétaire des deux variantes d'aménagement qui rentra dans le cadre de l'analyse multicritère.

C.2. ESTIMATION BUDGETAIRE

L'estimation budgétaire des variantes d'aménagement a été faite sur la base des prix unitaires établis par LEM et issus des projets similaires déjà construits.

C.2.1. Variante 1

Tableau C.1. Estimation budgétaire de la variante 1

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant HT (DA)
Ouvrages de protection				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la jetée principale	ML	247	2 000 000	494 000 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la jetée secondaire	ML	146	1 400 000	204 400 000
Ouvrages d'accostage				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les murs de quais en bloc à -3.90m	ML	95	500 000	47 500 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les murs de quais en bloc à -2.90m	ML	167	450 000	75 150 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les appontements sur piles à -2.90m	ML	140	400 000	56 000 000
Cale de halage				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la cale de halage	/	1	8 000 000	8 000 000
Installation de chantier				
Installation et repliement	/	1	65 000 000	65 000 000
Dragage				
Dragage du plan d'eau	M ³	37 500	5 000	187 500 000
Total				1 137 550 000

C.2.1. Variante 2

Tableau C.2. Estimation budgétaire de la variante 2

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant HT (DA)
Ouvrages de protection				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la jetée principale	ML	280	2 000 000	560 000 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la jetée secondaire	ML	128	1 400 000	173 600 000
Ouvrages d'accostage				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les murs de quais en bloc à -3.85m	ML	70	450 000	31 500 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les murs de quais en bloc à -2.85m	ML	190	400 000	76 000 000
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant les appontements sur piles à -2.85m	ML	160	350 000	56 000 000
Cale de halage				
Fourniture, transport et mise en place de tous les matériaux constituant la cale de halage	/	1	8 000 000	8 000 000
Installation de chantier				
Installation et repliement	/	1	65 000 000	65 000 000
Dragage				
Dragage du plan d'eau	M ³	31 000	5 000	155 000 000
			Total	1 125 100 000

Annexe D

*Dimensionnement des ouvrages de
protection.*

ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.

D.1. INTRODUCTION

La présente annexe regroupe l'ensemble des documents techniques (abaques et tableaux) qui ont servi au dimensionnement des ouvrages de protection (Chapitre V). Les détails de la modélisation du mur de couronnement ainsi que son schéma de ferrailage sont également exposés.

D.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ K_D

Le coefficient de stabilité K_D est un coefficient semi-empirique établi pour chaque type de bloc à l'aide d'essais sur modèle réduit physique ou d'observations réalisées sur des ouvrages déjà construits. Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient K_D pour des dommages nuls.

Tableau D.1. Coefficient de stabilité K_D par type de bloc proposé par SOGREAH

	Désignation des blocs	Nombre de couches	Disposition des couches	Pente du talus	K_D (section courante)		K_D (musoir)	
					Vagues déferlantes			
					Oui	Non	Oui	Non
BLOCS NATURELS	Arrondis	2	En vrac	1.5-3.0	2.1	2.4	1.7	1.9
		>3	En vrac	1.5-3.0	2.8	3.2	2.1	2.3
	Anguleux	1	En vrac (2)	1.5-3.0		2.9		2.3
		2	En vrac	1.5	3.5	4.0	2.9	3.2
				2.0			2.5	2.8
				3.0			2.0	2.3
>3	En vrac	1.5-3.0	3.9	4.5	3.7	4.2		
2	Spécial (1)	1.5-3.0	4.8	5.5	3.5	4.5		
BLOCS PRÉFABRIQUÉS	Tétrapode et Quadripode	2	En vrac	1.5			5.9	6.6
				2.0	7.2	8.3	5.5	6.1
				3.0			4.0	4.4
	Tribar	2	En vrac	1.5	9.0	10.4	8.3	9.0
				2.0			7.8	8.5
				3.0			7.0	7.7
	Dolos	2	En vrac	2.0**	22.0*	25.0*	15.0	16.5
				3.0			13.5	15.0
	Cube modifié	2	En vrac	1.5-3.0	6.8	7.8		5.0
	Hexapode	2	En vrac	1.5-3.0	8.2	9.5	5.0	7.0
Tribar	1	En vrac	1.5-3.0	12.0	15.0		9.5	
Dinosaure	1.5	En vrac	1.5			18.0***		

(1) : Le grand axe du bloc est disposé normalement à la pente.

(2) : Disposition en une couche de blocs naturels non recommandée pour un usage avec lames déferlantes, admise pour des vagues non déferlantes avec une mise en place soignée.

* valable pour $\cot \alpha = 2$.

** Il est recommandé d'avoir $\cot \alpha < 2$.

*** Valeurs de K_D au profil du musoir devront être confirmés par des essais complémentaires.

D.3. COEFFICIENT D'ÉPAISSEUR DE COUCHE K_{Δ}

Tableau D.2. Valeurs expérimentales de la perméabilité et du coefficient d'épaisseur de couche proposé par SOGREAH

	Nature du bloc	Disposition des blocs	Nombre de couches	K_{Δ}	Perméabilité
BLOCS NATURELS	Arrondi	En vrac	2	1.02	38%
	Anguleux	En vrac	2	1.15	37%
		En vrac	3	1.10	40%
	Anguleux à granulométries étalées	En vrac			37%
BLOCS ARTIFICIELS	Acropodes (1)	En vrac	1		
	Tétrapodes	En vrac	2	1.04	50%
	Quadripodes	En vrac	2	0.95	49%
	Cubes modifiés	En vrac	2	1.10	44%
	Cubes modifiés	Rangé	1	1.12	27%
	Tribar	En vrac	2	1.02	54%
	Dolos	En vrac	2	1.00	63%
	Tribar	Rangé	1	1.13	47%

(1) : Bloc en cours de développement P% et K_{Δ} non déterminés à l'heure actuelle.

D.4. COEFFICIENT DE RUGOSITÉ

Tableau D.3. Coefficient de rugosité r pour différents types de talus en enrochement

Caractéristiques du parement de talus	Disposition des blocs	Coefficient r
Lisse et imperméable	-	1.00
Blocs naturels arrondis	En vrac	0.60-0.65
Couche de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.80
Couche de blocs naturels	Rangés	0.75-0.80
Couche de blocs naturel	En vrac	0.50-0.55
Trois couches de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.60-0.65
Blocs artificiels en béton pour un pourcentage de vide voisin à 50%	En vrac	0.45-0.50

D.5. ABAQUES DU CERC

D.5.1. Abaque I

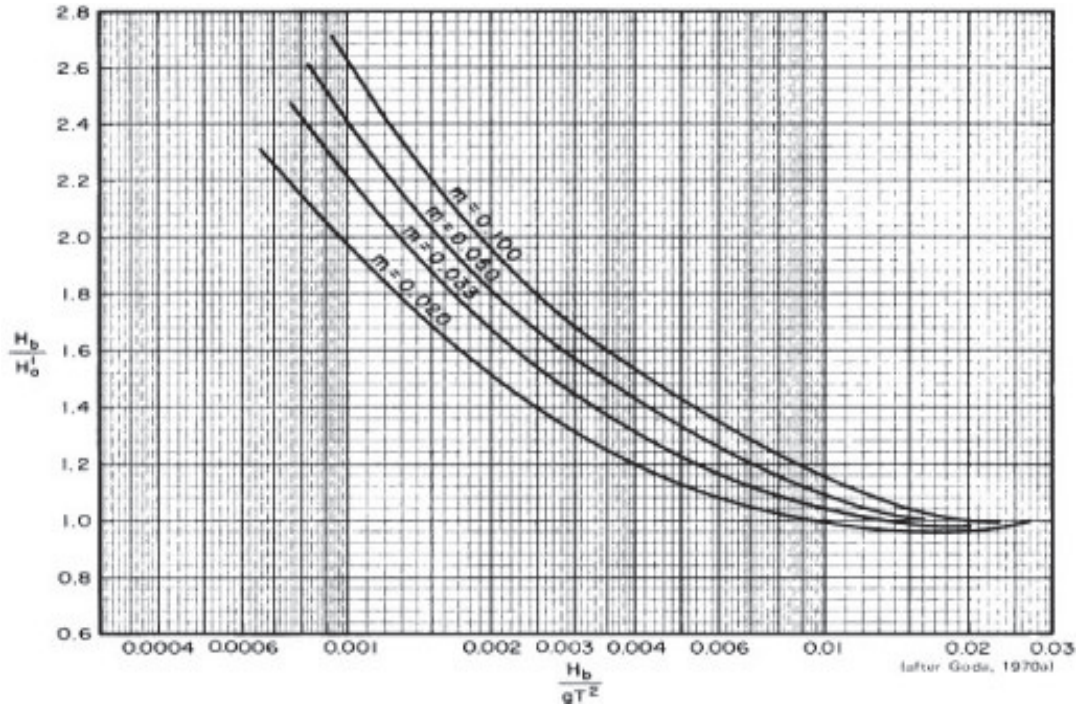


Figure D.1. Abaque de correction due au poids

D.5.2. Abaque II

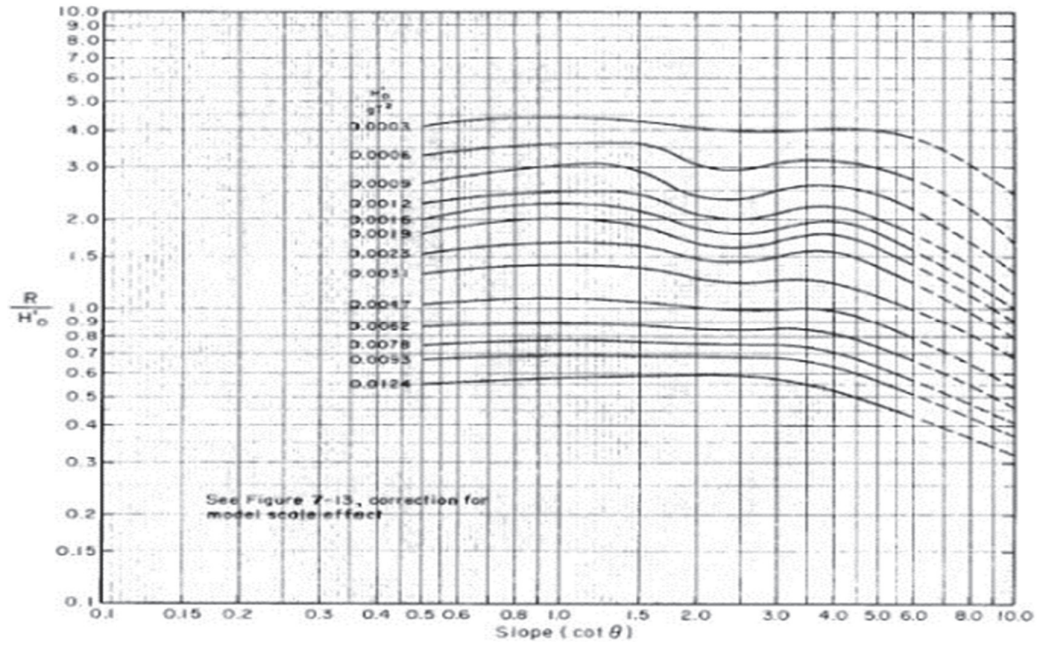


Figure D.2. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_o} = 0$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

D.5.3. Abaque III

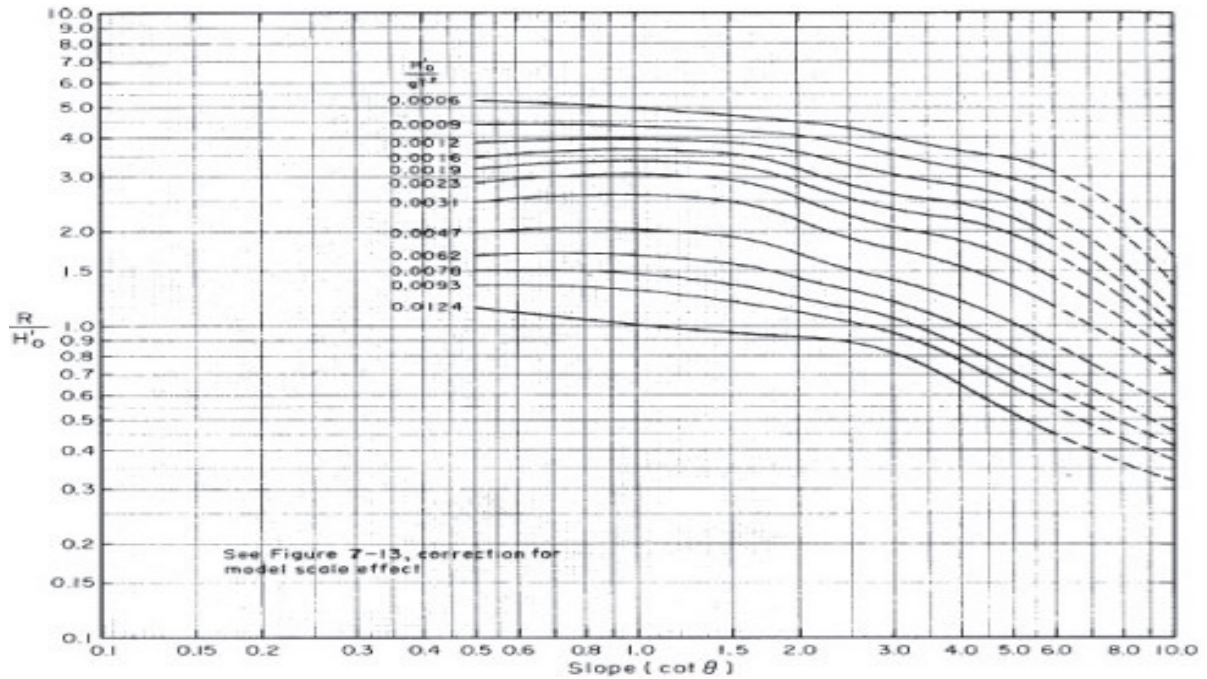


Figure D.3. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H'_0} = 0.45$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

D.5.4. Abaque IV

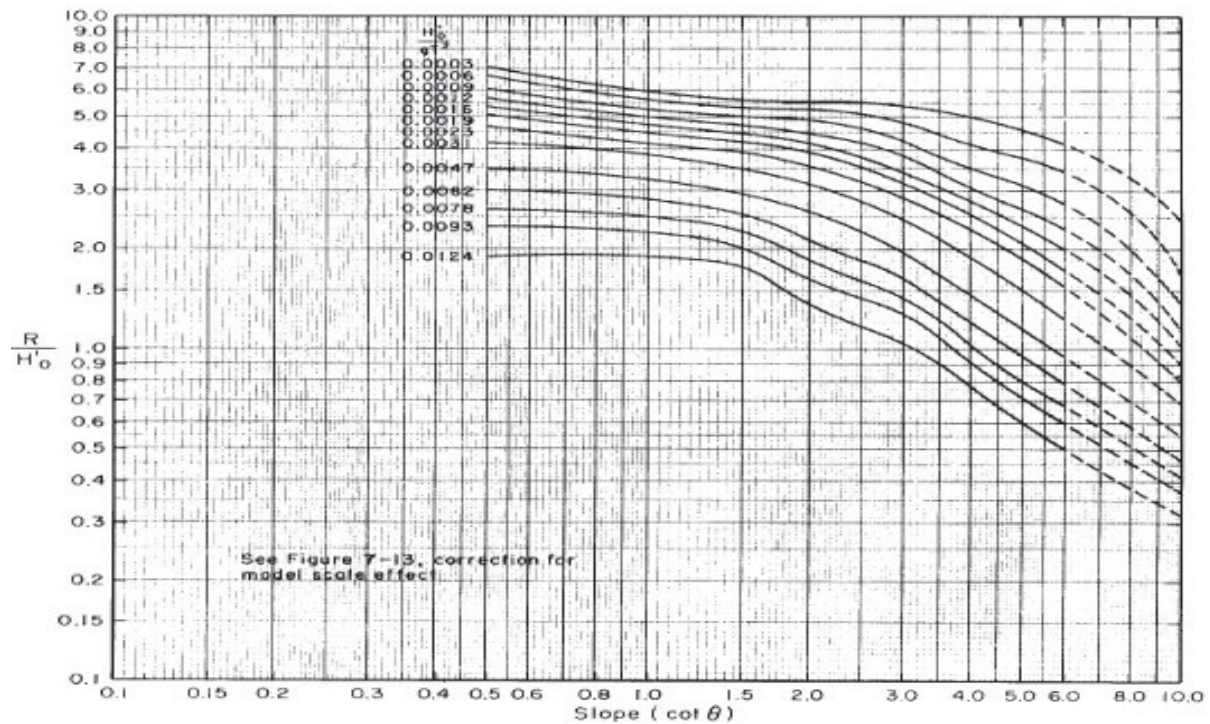


Figure D.4. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H'_0} = 0.8$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

D.5.5. Abaque V

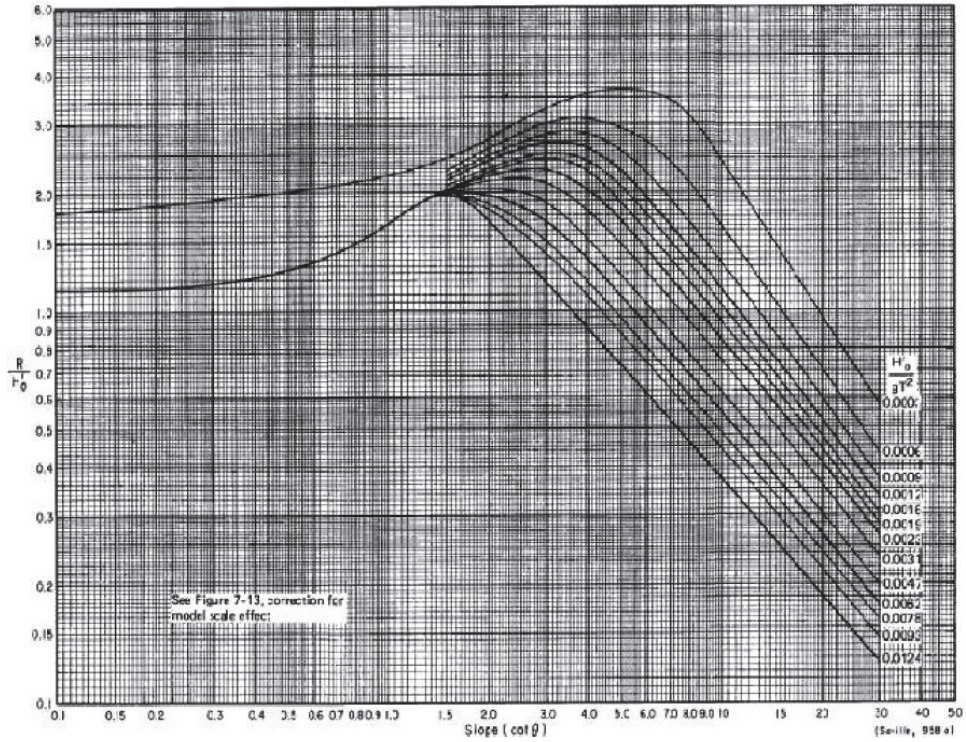


Figure D.5. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 2$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

D.5.6. Abaque VI

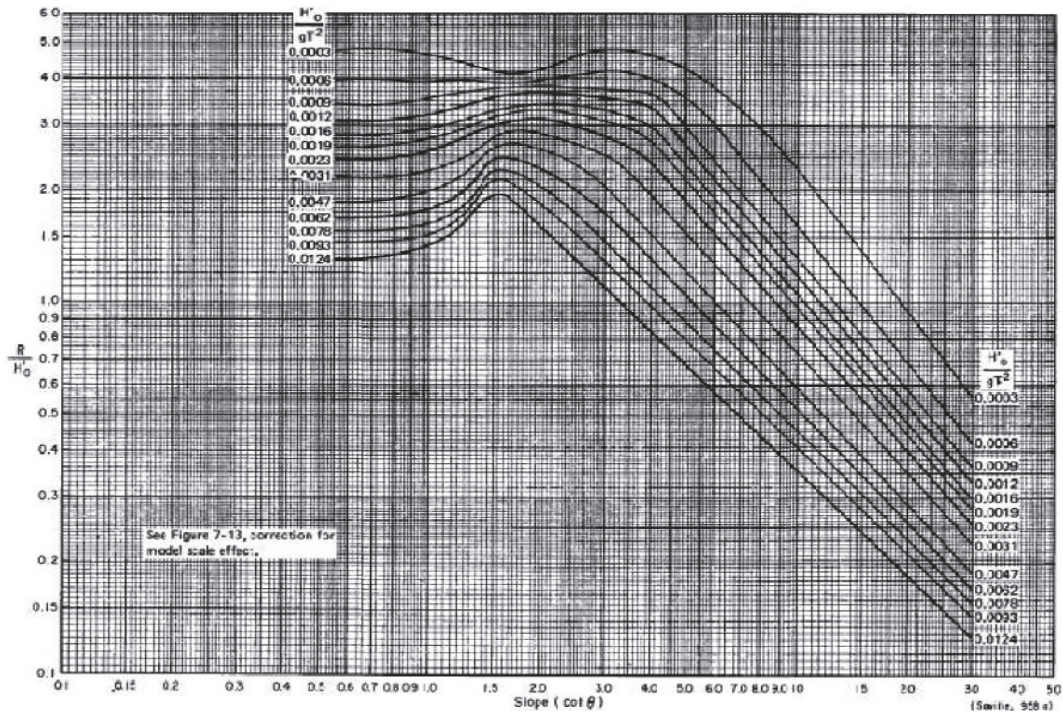


Figure D.6. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 2.00$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

D.5.7. Abaque VII

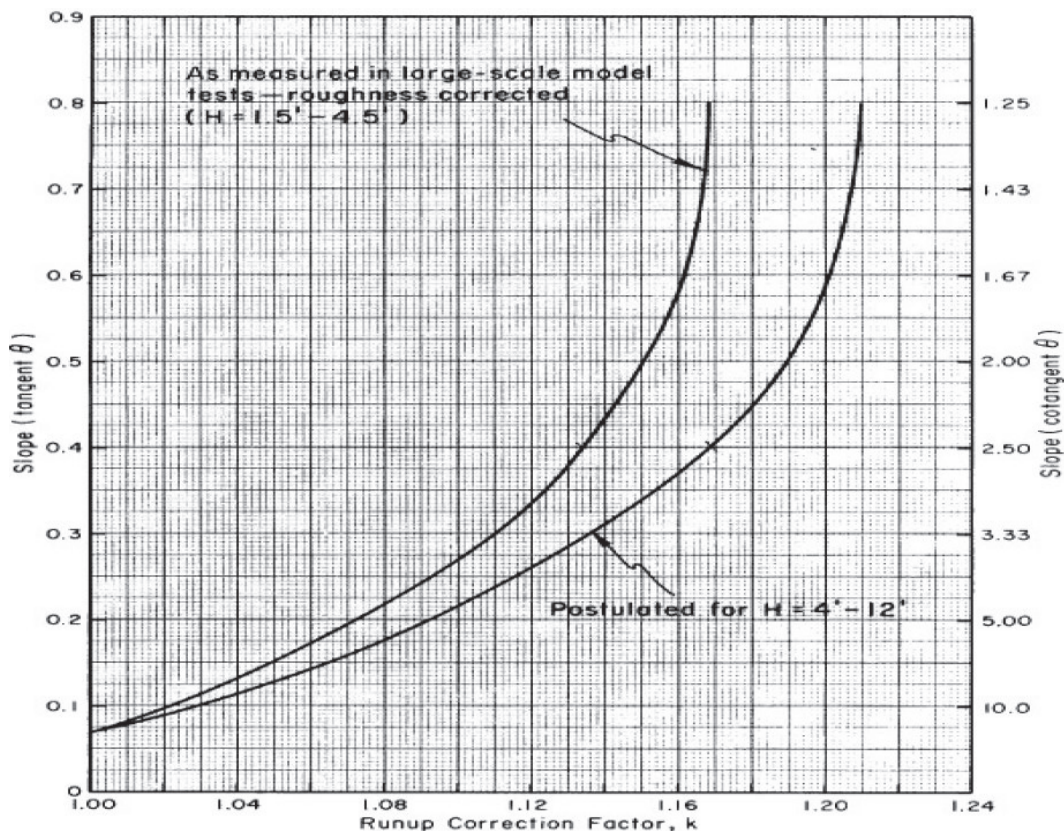


Figure D.7. Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle

D.6. COUPES TYPES DES JETÉES

Les coupes transversales des différents profils des jetées ont été établies sur la base de la variante finale résultante des essais sur modèle réduit physique.

D.6.1. Jetée principale

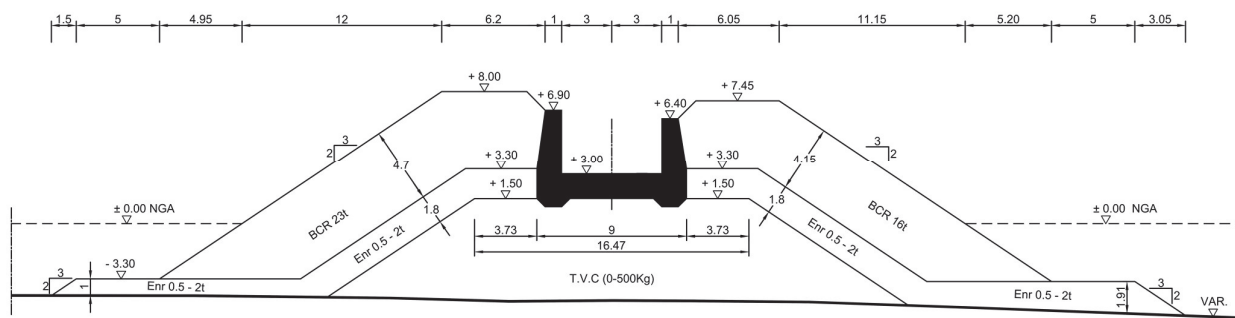


Figure D.8. Coupe transversale du profil musoir de la jetée principale

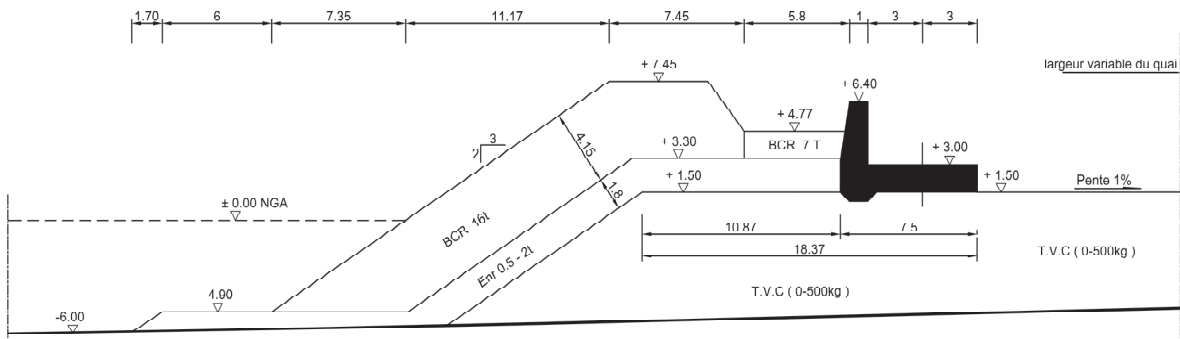


Figure D.9. Coupe transversale 1 du profil courant de la jetée principale

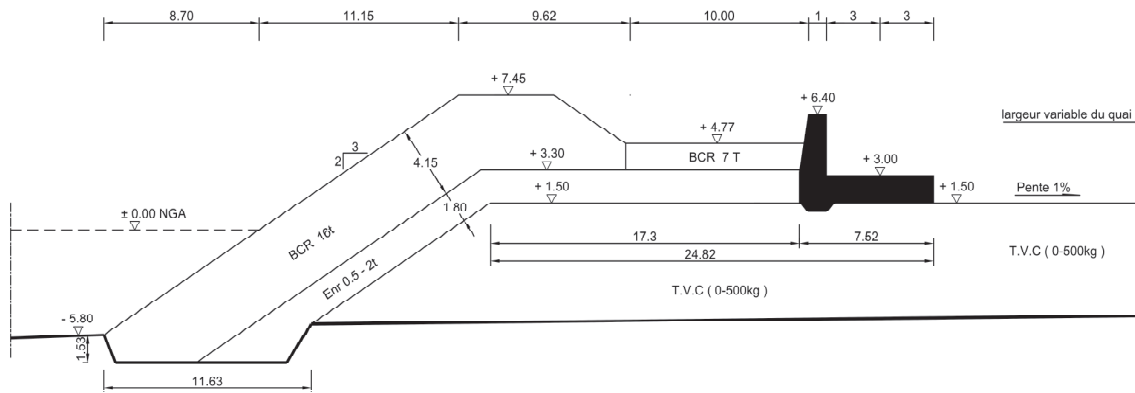


Figure D.10. Coupe transversale 2 du profil courant de la jetée principale

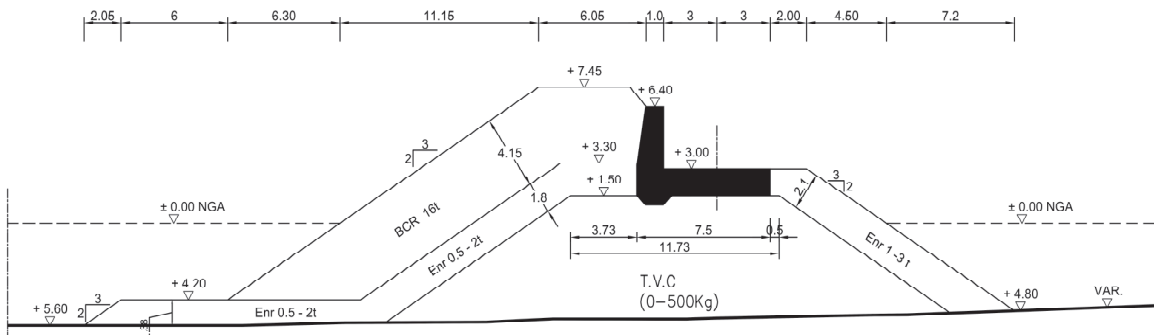


Figure D.11. Coupe transversale 3 du profil courant de la jetée principale

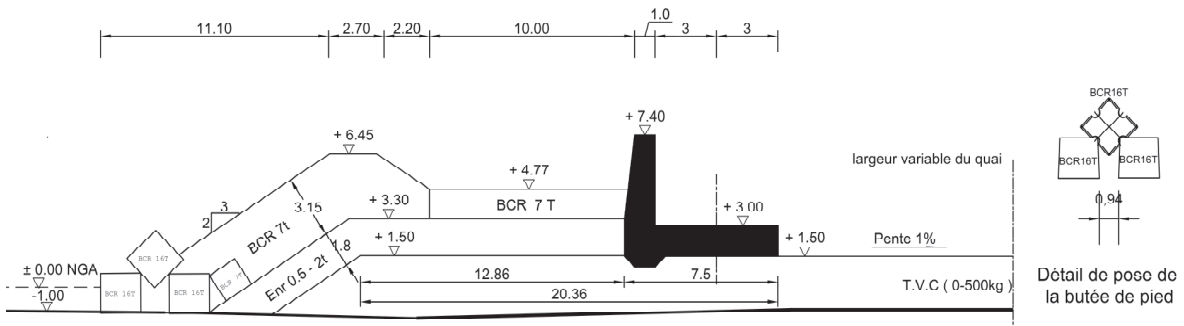


Figure D.12. Coupe transversale 1 du profil enracinement de la jetée principale

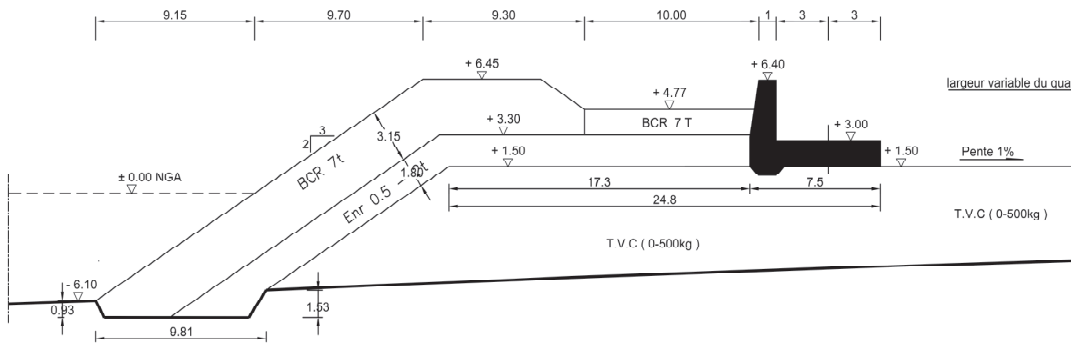


Figure D.13. Coupe transversale 2 du profil enracinement de la jetée principale

D.6.2. Jetée secondaire

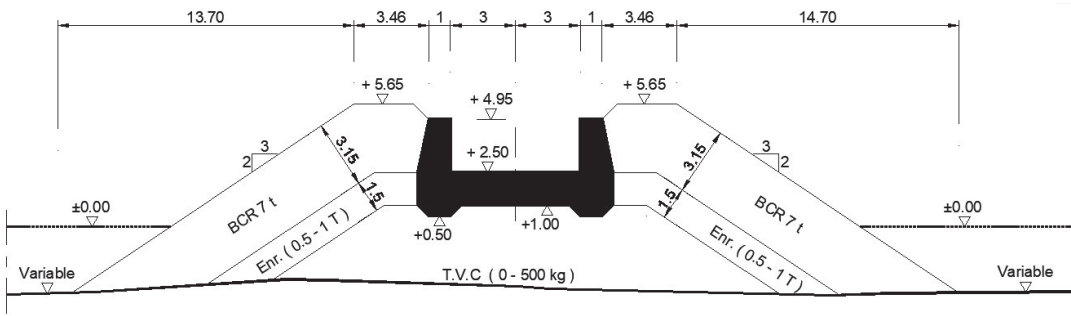


Figure D.14. Coupe transversale du profil musoir de la jetée secondaire

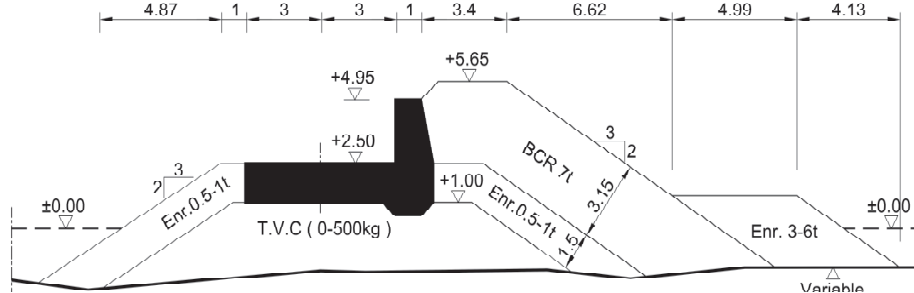


Figure D.15. Coupe transversale du profil courant de la jetée secondaire

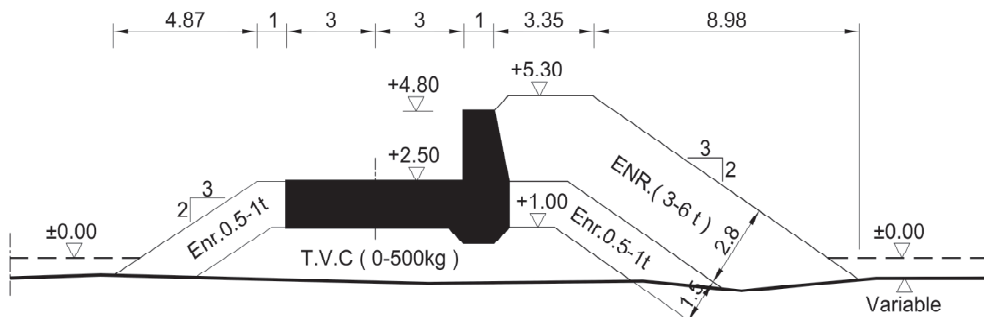


Figure D.16. Coupe transversale du profil enracinement de la jetée secondaire

D.7. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT

D.7.1. Effort de houle

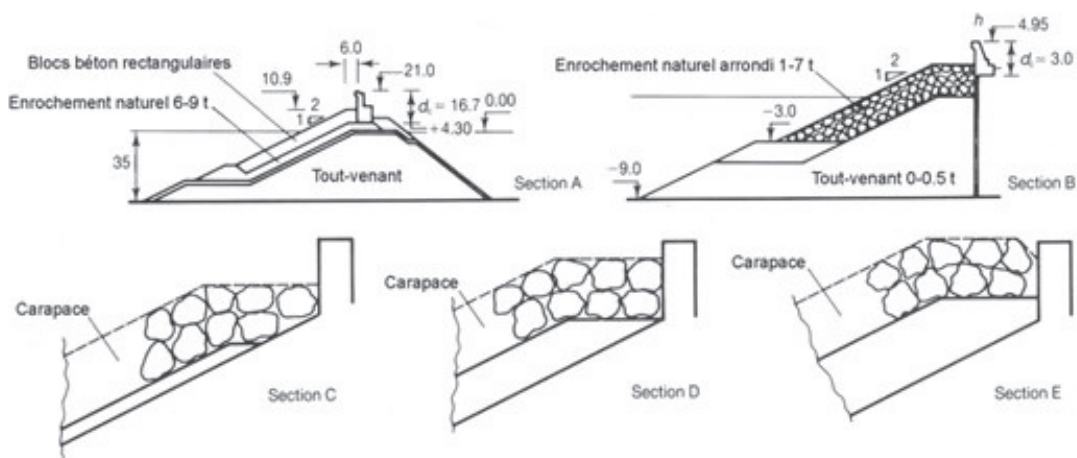


Figure D.17. Sections des murs de couronnement des essais de Jensen, Bradbury et al.

Tableau D.4. Coefficients empiriques a et b des essais de Jensen, Bradbury et al pour un dépassement de vague 0.1%

Section	Intervalles des paramètres			Coefficients	
	R_{ca}	H_b/L_{op}	H_b/R_{ca}	a	b
A	5.60-10.60	0.016-0.036	0.760-2.50	0.051	0.026
B	1.50-3.00	0.005-0.011	0.820-2.40	0.025	0.016
C	0.10*	0.023-0.070	0.90-2.10	0.043	0.038
D	0.14*	0.040-0.050	1.43	0.028	0.025
E	0.18*	0.040-0.050	1.11	0.011	0.010

* : Ces valeurs se rapportent à des essais sur modèles réduits.

D.7.2. Modélisation Robot Structural Analysis

D.7.2.1. Jetée principale

a. Profil enracinement

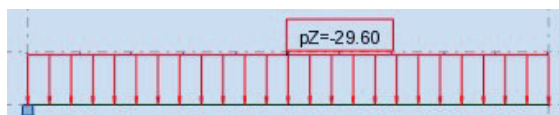


Figure D.18. Schéma statique du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

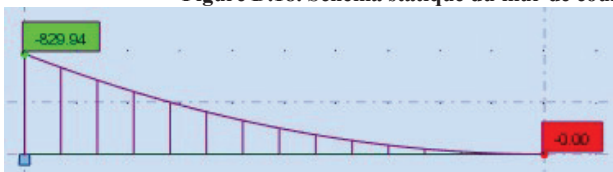


Figure D.19. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

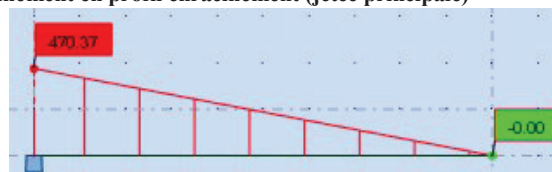


Figure D.20. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 1	0,0	0,0	183,97	0,0	-459,94	0,0
1/ 1/ 2	0,0	0,0	148,00	0,0	-370,00	0,0
1/ 1/ 3 (C)	0,0	0,0	331,97	0,0	-829,94	0,0
1/ 1/ 4 (C)	0,0	0,0	470,37	0,0	-1175,92	0,0
1/ 2/ 1	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 2	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0

Figure D.21. Tableau des efforts internes du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

b. Profil courant

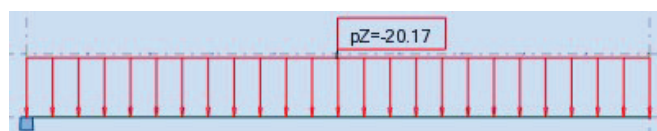


Figure D.22. Schéma statique du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)



Figure D.23. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)

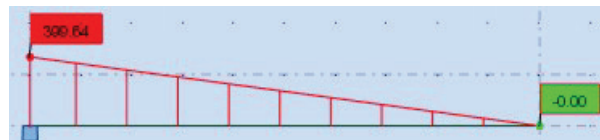


Figure D.24. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 1	0,0	0,0	183,97	0,0	-459,94	0,0
1/ 1/ 2	0,0	0,0	100,85	0,0	-252,13	0,0
1/ 1/ 3 (C)	0,0	0,0	284,82	0,0	-712,06	0,0
1/ 1/ 4 (C)	0,0	0,0	399,64	0,0	-999,10	0,0
1/ 2/ 1	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 2	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0

Figure D.25. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)

b. Profil musoir

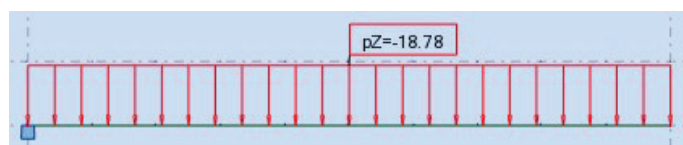


Figure D.26. Schéma statique du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)

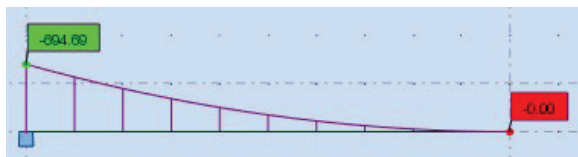


Figure D.27. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)

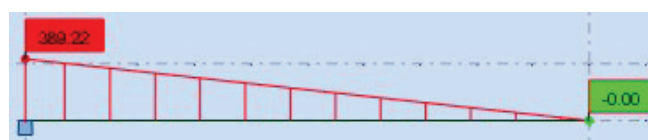


Figure D.28. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 1	0,0	0,0	183,97	0,0	-459,94	0,0
1/ 1/ 2	0,0	0,0	93,90	0,0	-234,75	0,0
1/ 1/ 3 (C)	0,0	0,0	277,87	0,0	-694,69	0,0
1/ 1/ 4 (C)	0,0	0,0	389,22	0,0	-973,04	0,0
1/ 2/ 1	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 2	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 3 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0
1/ 2/ 4 (C)	0,0	0,0	-0,00	0,0	-0,00	0,0

Figure D.29. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée)

D.7.2.2. Jetée secondaire

a. Profil enracinement

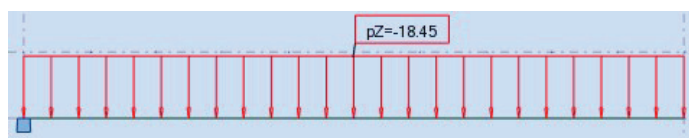


Figure D.30. Schéma statique du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire)

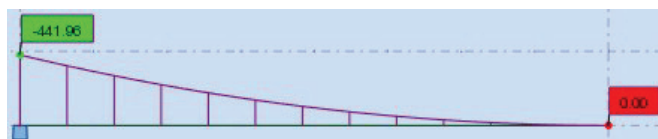


Figure D.31. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire)

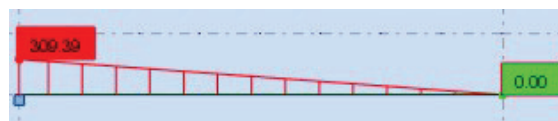


Figure D.32. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 1	0,0	0,0	147,18	0,0	-294,36	0,0
1/ 1/ 2	0,0	0,0	73,80	0,0	-147,60	0,0
1/ 1/ 3 (C)	0,0	0,0	220,98	0,0	-441,96	0,0
1/ 1/ 4 (C)	0,0	0,0	309,39	0,0	-618,79	0,0
1/ 2/ 1	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 2	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 3 (C)	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 4 (C)	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0

Figure D.33. Tableau des efforts internes du mur de couronnement en profil enracinement (jetée secondaire)

b. Profils courant et musoir

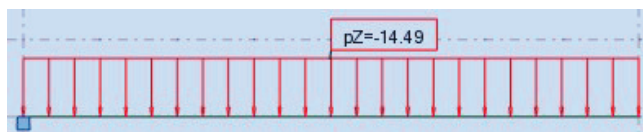


Figure D.34. Schéma statique du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)



Figure D.35. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)

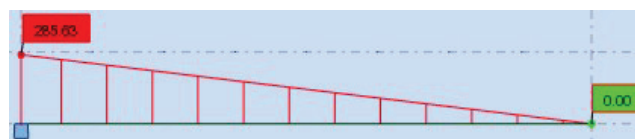


Figure D.36. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 1	0,0	0,0	147,18	0,0	-294,36	0,0
1/ 1/ 2	0,0	0,0	57,96	0,0	-115,92	0,0
1/ 1/ 3 (C)	0,0	0,0	205,14	0,0	-410,28	0,0
1/ 1/ 4 (C)	0,0	0,0	285,63	0,0	-571,27	0,0
1/ 2/ 1	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 2	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 3 (C)	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
1/ 2/ 4 (C)	0,0	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0

Figure D.37. Tableau des efforts internes à l'ELU et ELS du mur de couronnement en profil courant et musoir (jetée secondaire)

D.7.3. Choix des armatures

Tableau D.5. Sections nominales des barres d'acier à haute adhérence

Diamètre nominal (mm)	Masse (kg/m)	Nombre de barres								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0.221	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54
8	0.392	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52
10	0.613	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07
12	0.882	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18
14	1.201	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85
16	1.568	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10
20	2.450	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27
25	3.829	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
32	6.273	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38
40	9.802	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10

Annexe E

Modèle réduit physique.

ANNEXE E : Modèle réduit physique.

E.1. INTRODUCTION

Les formules utilisées, pour le dimensionnement relatif à la stabilité des ouvrages, sont des formules semi-empiriques dont les coefficients sont des valeurs approximatives et chaque projet est un cas particulier. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des études sur modèle réduit physique qui permettent au concepteur de valider son projet, de le vérifier, mais aussi de mettre en évidence les éventuels points faibles.

Dans la présente annexe, nous exposerons les principaux essais sur modèle réduit ayant été effectués par le Laboratoire d'Études Maritimes pour l'aménagement de l'abri de pêche de Madagh.

E.2. OBJET DE L'ÉTUDE

L'objectif principal de cette étude sur modèle réduit physique est la vérification de la stabilité des ouvrages de protection et de l'agitation à l'intérieur du port vis-à-vis des houles.

E.3. CONDITIONS D'ESSAIS

Les essais hydrauliques en modèle réduit physique tridimensionnel se sont déroulés dans un bassin à houle du centre d'essais sur modèle du LEM, dont les dimensions sont comme suit :

Tableau E.1. Dimensions du bassin à houle

Longueur	27,00m
Largeur	17,00m
Profondeur	1,00m

Ce bassin est équipé d'un générateur de houle régulière et aléatoire constitué :

- D'un volet plan ;
- D'un vérin hydraulique asservi en position sur un signal de commande continu ;
- D'un générateur électronique qui élabore le signal de commande lié à un programme de génération à l'aide d'un ordinateur, représentant un train de houle réel enregistré en nature et converti en train de houle en modèle.

Le niveau d'eau pris en compte pour les essais est +0.00m ZH et +0.50 ZH et l'échelle prise dans cette étude est de $1/45^{\text{ème}}$, et ce, compte tenu des dimensions du bassin à houle et l'ouvrage de protection, ainsi que du levé bathymétrique.

E.4. AGITATION

L'objet de cette étude est de vérifier le niveau d'agitation locale le long des ouvrages intérieurs et du bassin de l'abri, d'une part, et d'autre part, observer d'éventuels phénomènes hydrauliques à l'approche de la passe d'entrée qui pourront gêner la navigation.

E.4.1. Cadre et conditions des essais d'agitation

Des sondes de mesure de houle « S_i » sont placées d'une façon à donner une meilleure description de l'agitation dans l'aménagement intérieur du port.

Les conditions de houle au large à mettre en place pour les essais sont extraites de l'étude de réfraction.

Des essais sont effectués pour des houles significatives pour les trois directions retenues.

H_s : Hauteur significative de houle ; elle est définie comme la moyenne du 1/3 des vagues les plus hautes dans un train de houle, en modèle.



Photo E.1. Variante d'aménagement de l'étude APS

E.4.2. Résultats des essais d'agitation

Tableau E.2. Résultats des essais d'agitation de la direction N353° à -20m

Direction	$H_{s_{10ans}}(m)$	Agitation moyenne mesurée par les sondes (m)							
		S_5	S_6	S_7	S_8	S_9	S_{10}	S_{11}	S_{12}
N353°	4.50	0.44	0.15	0.17	0.19	0.19	0.21	0.19	0.27
N313°	5.80	0.95	0.11	0.36	0.40	0.38	0.40	0.39	0.55
N287°	7.30	0.98	0.14	0.55	0.50	0.50	0.48	0.53	0.58

E.4.3 Conclusion

Les résultats obtenus lors des essais réalisés sur les deux variantes ont montré que l'agitation moyenne pour la houle décennale, à l'intérieur du port, est vérifiée et demeure inférieure ou égale à 70 cm pour toutes les directions.

E.5. STABILITÉ

L'objet de cette étude est d'examiner la stabilité des ouvrages de protection notamment leurs points singuliers, à savoir le musoir d'extrémité, le coude et l'enracinement. On les examine vis-à-vis des :

- Déplacements des unités des blocs BCR qui sont mesurés en utilisant des photos prises dans des positions fixes d'appareil-photo avant et après chaque essai. Le dommage est défini comme dommage relatif, qui est égal au rapport entre le nombre des blocs déplacés et le nombre de blocs posés.

- Franchissements qui sont mesurés à la crête des structures par la quantité de l'eau qui franchit et qui est recueillie dans les bacs.

E.5.1. Observations et résultats

Au terme des essais de stabilité, le LEM a abouti à une variante totalement stable en passant par 9 variantes intermédiaires. Elles sont caractérisées par six profils :

- 2 Profils enracinement (jetée principale et secondaire) ;
- 2 Profils courants (jetée principale et secondaire) ;
- 2 Profils musoir (jetée principale et secondaire).

Les dommages enregistrés sont variés et comprennent entre autres, l'érosion des TVC, les glissements et chutes massives des BCR, le déferlement de la houle à l'approche de l'ouvrage et les franchissements importants.

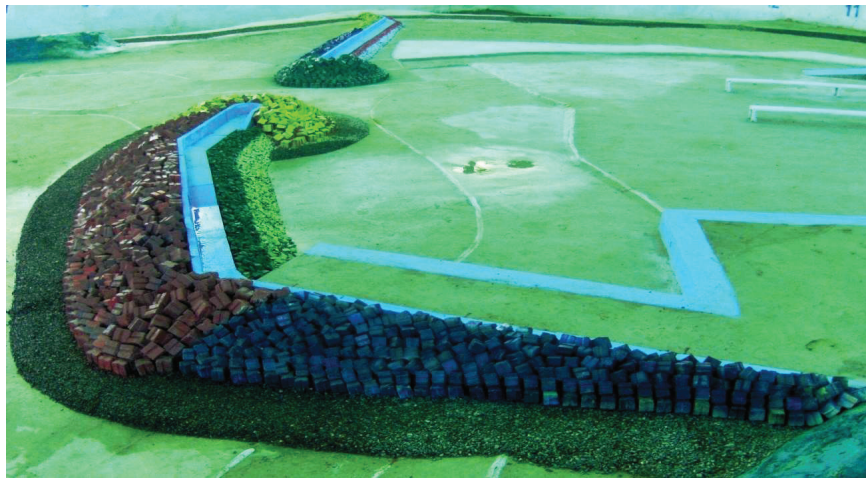


Photo E.2. Jetée principale de la variante APS avant essai



Photo E.3. Disparition presque totale des BCR au niveau de l'enracinement ainsi que le tapis en TVC après les essais

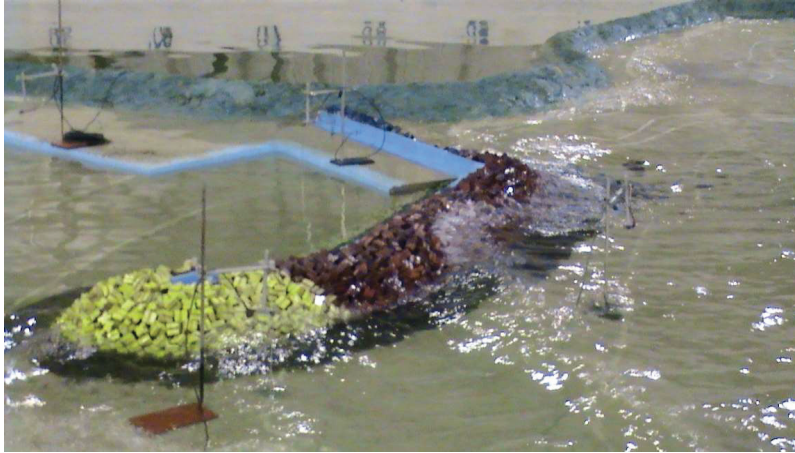


Photo E.4. Propagation de la houle tout au long de la jetée principale

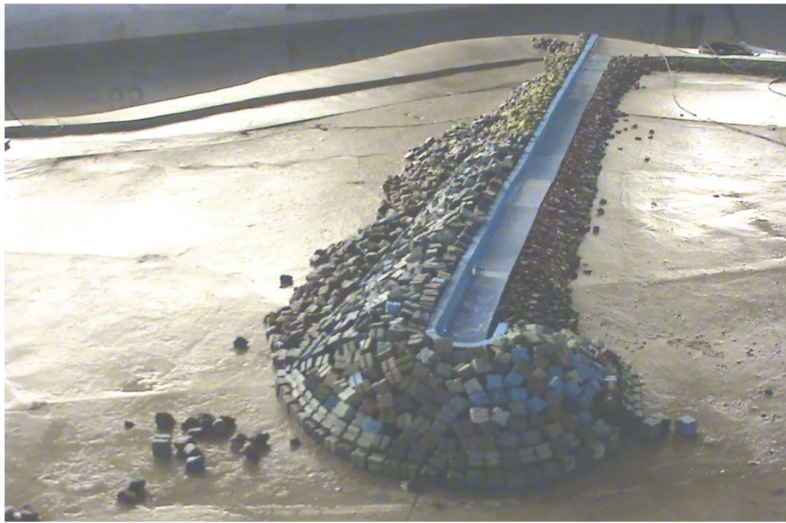


Photo E.5. Chute de BCR au niveau du musoir jugée peu importante

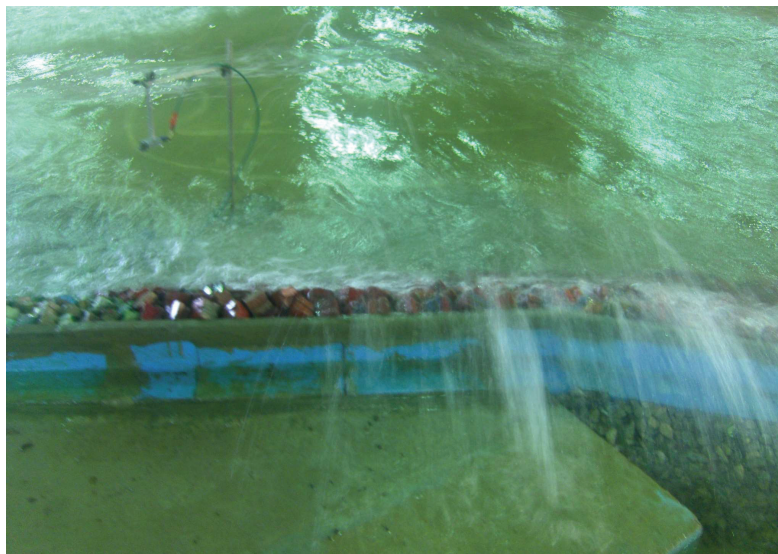


Photo E.6. Franchissement important de l'enracinement de la jetée principale

E.5.2. Conclusion

La variante finale retenue pour l'aménagement de l'abri de pêche de Madagh est décrite en détail dans ce qui suit :

A. JETÉE PRINCIPALE

- Enracinement extérieur

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

Profil 1 :

- Une couche en enrochements [0.5-1t] arasée à +2.00m ;
- Une carapace en BCR 7t, arasée à +5.15m reposant sur une assise en T.V.C [0-500kg] ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +4.35m, et une dalle de roulement arasée à +2.00m.

Profil 2 :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-2t], arasée à +3.30 m ;
- Une carapace en BCR 7t, arasée à +6.45m, suivant une pente de 3/2 et une partie plane de la carapace de largeur 10m arasée à +4.77m reposant sur une souille ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +6.40m, et une dalle de roulement arasée à +3.00m.

Profil 3 :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-2t], arasée à +3.30 m ;
- Une carapace en BCR 7t, arasée à +6.45m, suivant une pente de 3/2 et une partie plane de la carapace de largeur 10m arasés à 4.77m reposant une buté de pieds en BCR de 16t ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +7.40 m, et une dalle de roulement arasée à +3.00m.

- Enracinement intérieur

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

- Un terre-plein de côte +1.50m.

- Profil courant extérieur

Le noyau en TVC (0-500kg) arasé à +0.5m protégé par :

Profil 1 :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-2] t, arasée à +3.3 m ;
- Une carapace en BCR 16t, arasée à +7.45m, suivant une pente de 3/2 reposant sur une assise en enrochement [0.5-2t] ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +6.40m, et une dalle de roulement arasée à +3.00m.

Profil 2 :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-2t], arasée à +3.30 m ;
- Une carapace en BCR 16t, arasée à +7.45m, suivant une pente de 3/2 reposant sur un enrochement de [0.5-2t] et une partie plane de la carapace de largeur 5.8m arasée à 4.m en BCR 7t ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +6.40m, et une dalle de roulement arasée à +3.00m.

Profil 3 :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-2t], arasée à +3.30 m ;
- Une carapace en BCR 16t, arasée à +7.45m, suivant une pente de 3/2 reposant sur une souille et une partie plane de la carapace de largeur 10m arasée à 4.m en BCR 7t ;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +6.40m, et une dalle de roulement arasée à +3.00m.

- **Profile courant intérieur**

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.5m est protégé par :

Profil 1 :

- Une sous-couche en enrochements [1-3t], arasée à +3.0 m,

Profile 2 et 3 :

- Un terre-plein de côte +1.50m.

- **Musoir**

Le noyau en [0-500kg] et protégé de part et d'autre par :

- Deux couches en enrochements [0.5-2t], arasée à +2.3 m ;
- Une carapace en BCR 16t coté intérieur arasée à 7.45m et 32t coté extérieur arasée à 8m, suivant une pente de 3/2 reposant sur une assise en enrochement [0.5-2t];
- Un couronnement en béton armé en forme de "U" constitué d'un mur de garde arasé à +6.90m coté extérieur et 6.40m coté intérieur, et une dalle de roulement arasée à +3.0m.

B. JETÉE SECONDAIRE

- **Enracinement extérieur**

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

- Une couche en enrochements [0.5-1t], arasée à +2.50m ;
- Une carapace en enrochement [3-6t], arasée à + 5.30m;
- Un couronnement en béton armé en forme de "L" constitué d'un mur de garde arasé à +4.80m, et une dalle de roulement arasée à +2.50m.

- **Enracinement intérieur**

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

- Une couche en enrochements [0.5-1t], arasée à +2.50m.

- **Profil courant extérieur**

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

- Une sous-couche en enrochements [0.5-1t] t, arasée à +2.50 m ;
- Une carapace en BCR 7t, arasée à +5.65, suivant une pente de 3/2 ;
- Un couronnement en béton armé en forme de " L" constitué d'un mur de garde arasé à +4.95m, et une dalle de roulement arasée à +2.50m.

- **Profil courant intérieur**

Le noyau en TVC [0-500kg] arasé à +0.50m est protégé par :

- Une couche en enrochements [0.5-1t], arasée à +2.50m.

- **Musoir**

Le noyau en [0-500kg] arasé à +1m et protégé de part et d'autre par:

- Deux couche en enrochements [0.5-1t], arasées à +2.5 m;
- Une carapace en BCR 7t, arasée à 5.65m, suivant une pente de 3/2;
- Un couronnement en béton armé en forme de "U" constitué d'un mur de garde arasé à +4.95m, et une dalle de roulement arasée à +2.5.

Annexe F

Dimensionnement des quais à -3.90m.

ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -3.90m.

F.1. INTRODUCTION

Dans la présente annexe, nous exposerons les détails des calculs ainsi que les différents documents techniques utilisés pour le dimensionnement des quais à -3.90m (Chapitre VI).

F.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

F.2.1. Bloc type 1

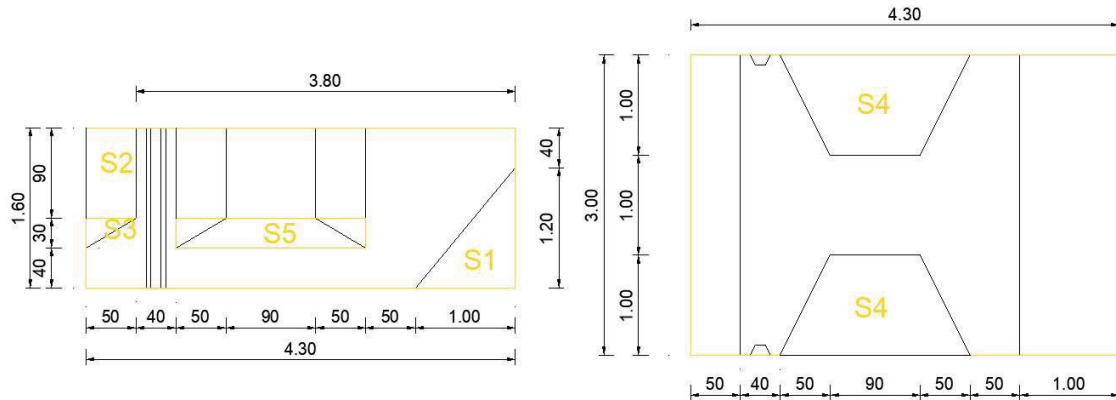


Figure F.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1

F.2.2. Bloc type 2

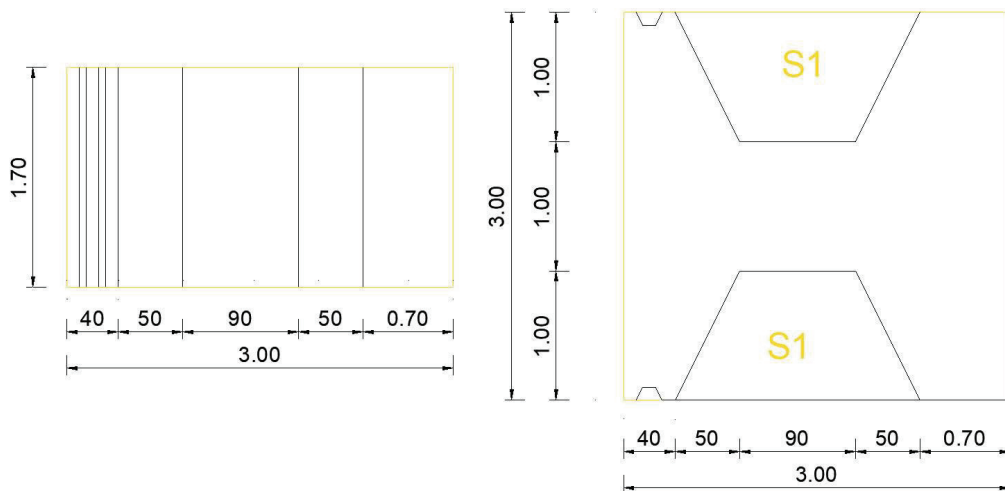


Figure F.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2

F.2.3. Bloc type 3

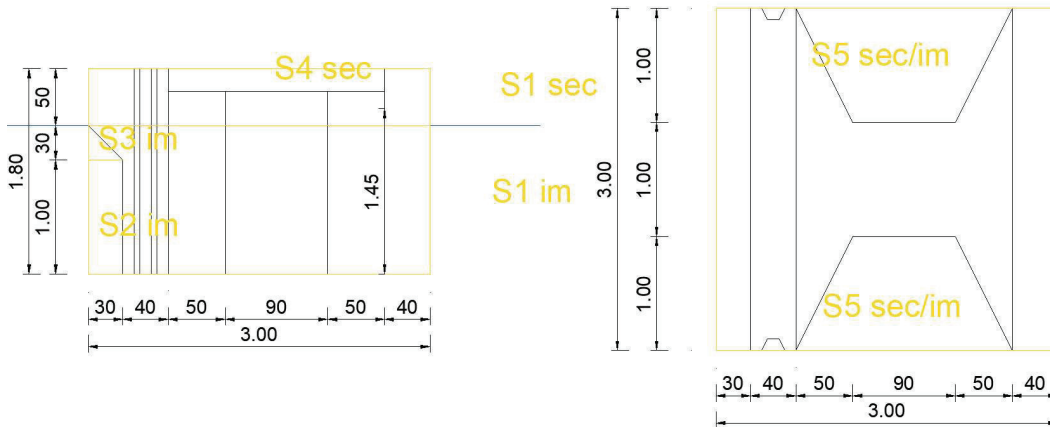


Figure F.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

F.2.4. Poutre de couronnement

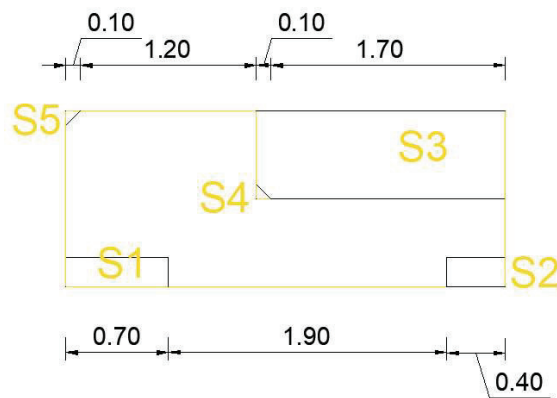


Figure F.4. Vue en élévation du couronnement

F.3. FACTEURS DE PORTANCE

Facteurs de portance N_γ , N_q et N_c , sont fonction de l'angle de frottement du sol et sont données par l'abaque de CAQUOT et KERISEL présentée ci-après.

Tableau F.1. Abaque de CAQUOT et KERISEL

φ_s	N_γ	N_q	N_c	φ_s	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	1.00	5.14	29	18.80	16.40	27.90
5	0.20	1.56	6.47	30	21.80	18.40	30.10
7	0.52	2.01	7.97	31	25.50	20.60	32.70
10	1.00	2.49	8.45	32	29.80	23.20	35.50
11	1.20	2.71	8.80	33	34.80	26.10	38.70
12	1.43	2.97	9.29	34	40.90	29.40	42.20
13	1.69	3.26	9.80	35	48.00	33.30	46.10
14	1.99	3.59	10.40	36	56.60	37.80	50.60
15	2.33	3.94	11.00	37	67.00	42.90	55.70
16	2.72	4.33	11.60	38	79.50	56.00	67.90
17	3.14	4.77	12.30	39	94.70	56.00	67.90
18	3.69	5.25	13.10	40	113.00	64.20	75.40
19	4.29	5.60	13.90	41	133.00	73.90	83.90
20	4.97	6.40	14.80	42	164.00	85.40	93.70
21	5.76	7.07	15.80	43	199.00	99.00	105.00
22	6.68	7.83	16.90	44	244.00	115.00	118.00
23	7.73	8.66	18.10	45	297.00	135.00	135.00
24	8.97	9.60	19.30	46	366.00	159.00	152.00
25	10.40	10.70	20.70	47	455.00	187.00	174.00
26	12.00	11.80	22.20	48	570.00	223.00	199.00
27	13.90	13.20	24.00	49	718.00	265.00	230.00
28	16.10	14.70	25.80	50	914.00	319.00	267.00

F.4. ETUDE DU COURONNEMENT

F.4.1. Modélisation Robot Structural Analysis

F.4.1.1. Efforts horizontaux agissant sur la poutre de couronnement

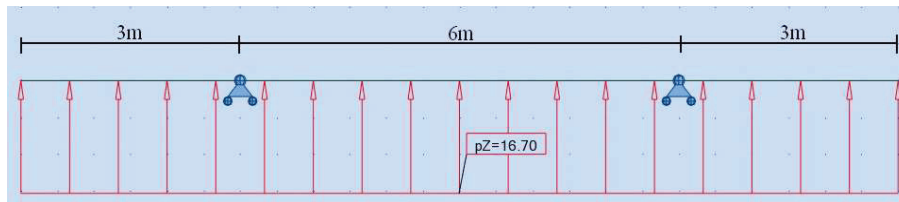


Figure F.5. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale

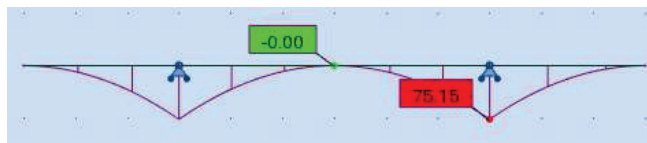


Figure F.6. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale

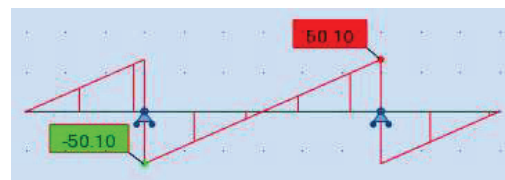


Figure F.7. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous sollicitation horizontale

F.4.1.2. Efforts verticaux agissant sur la poutre de couronnement

i. 1er cas

i.a. Sous l'influence du poids propre

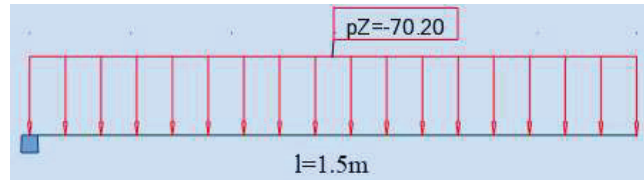


Figure F.8. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)

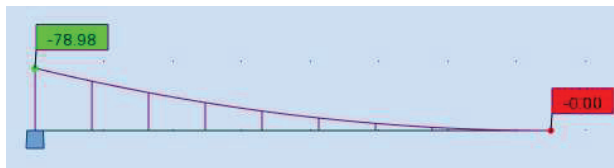


Figure F.9. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)

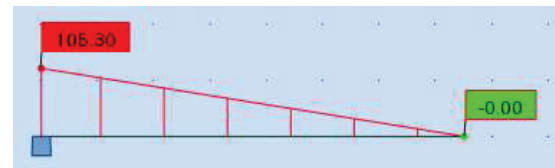


Figure F.10. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (1er cas)

i.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

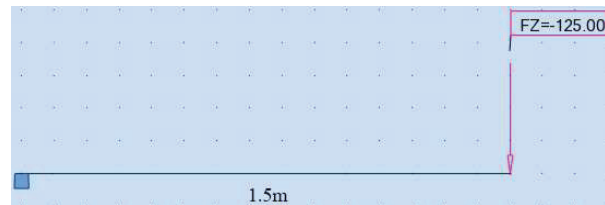


Figure F.11. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1^{er} cas)

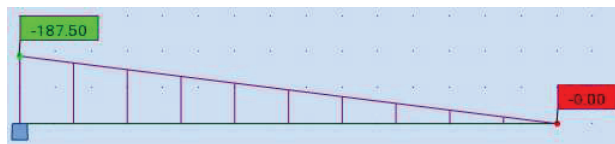


Figure F.12. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1^{er} cas)

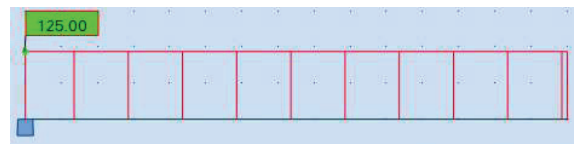


Figure F.13. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (1^{er} cas)

ii. 2^{ème} cas

ii.a. Sous l'influence du poids propre

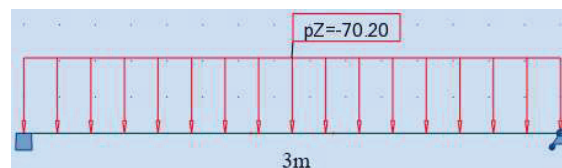


Figure F.14. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2^{ème} cas)

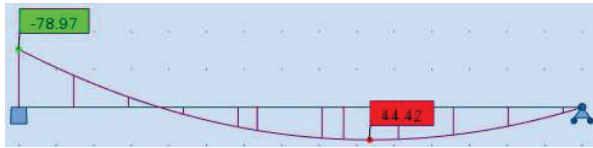


Figure F.15. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2ème cas)

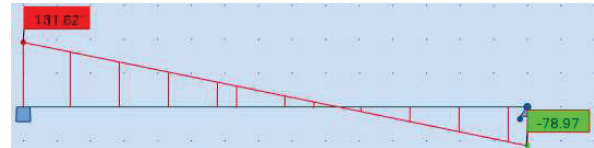


Figure F.16. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (2ème cas)

ii.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

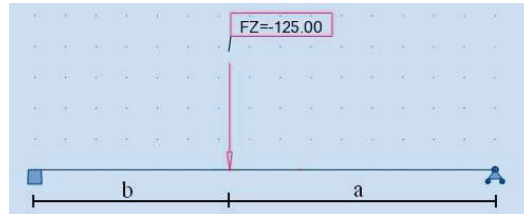


Figure F.17. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)

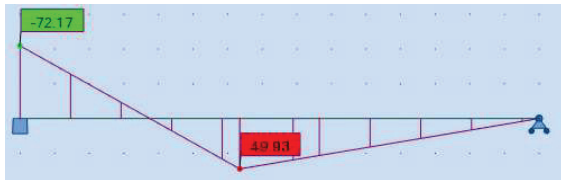


Figure F.18. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)

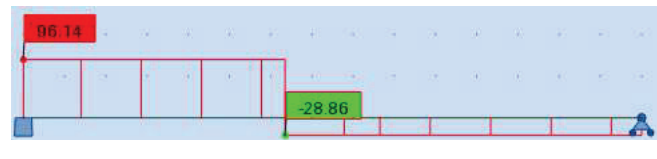


Figure F.19. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas)

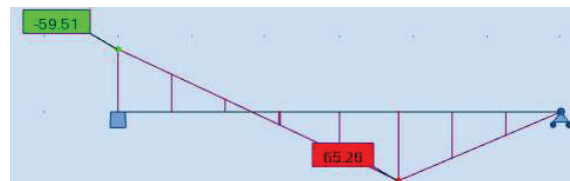


Figure F.20. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (2ème cas) (moment fléchissant maximal en travée)

iii. 3ème cas

iii.a. Sous l'influence du poids propre

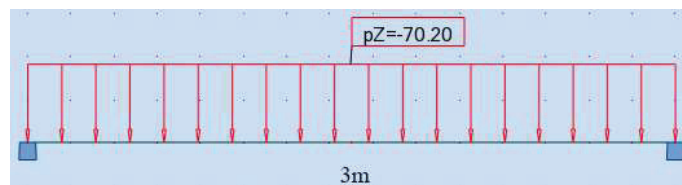


Figure F.21. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)

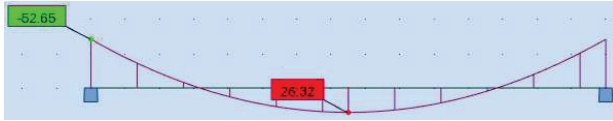


Figure F.22. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)

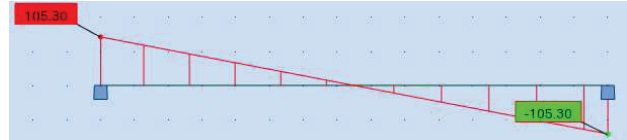


Figure F.23. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de G (3ème cas)

iii.b. Sous l'influence de la charge du chariot élévateur

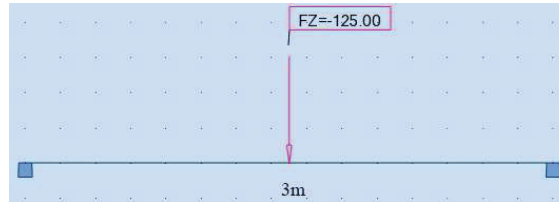


Figure F.24. Schéma statique du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)

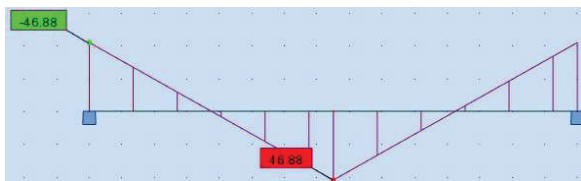


Figure F.25. Diagramme des moments fléchissant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)



Figure F.26. Diagramme des efforts tranchant du couronnement du quai à -3.90m sous l'influence de Q (3ème cas)

F.4.2. Ferrailage avec Robot Expert

F.4.2.1. Armatures longitudinales

i. Sous charges verticales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 130\text{cm}$;
- $h = 100\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$;
- Nappe supérieure

a. Données

- $M_{ser} = -26.65\text{t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 18.1\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 89\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.1\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{S1} = 0\text{cm}^2$; $A_{S2} = 18.6\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{Smin} = 0\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_2} = 18.6\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{HA14} + 4\text{HA20} = 18.73\text{cm}^2$$

- Nappe inférieure

a. Données

- $M_{ser} = 10.97\text{t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 15.6\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 89.8\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.5\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 13.3\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 13.3\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 13.3\text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA12} + 5\text{HA14} = 13.35\text{cm}^2$$

ii. Sous charges horizontales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 130\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$.

- Nappe extérieure

a. Données

- $M_{ser} = 7.51\text{t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 20.3\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 118.2\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.3\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 13.1\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 13.1\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 13.1\text{cm}^2 \rightarrow 5\text{HA12} + 5\text{HA14} = 13.35\text{cm}^2$$

- Nappe intérieure

La section d'acier de la nappe extérieure est adoptée pour la nappe intérieure.

F.4.2.2. Armatures transversales

- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

i. Sous charges verticales

a. Données

- $V_u = 32.97t$;

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.3MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 12.1cm$.

ii. Sous charges horizontales

a. Données

- $V_u = 5.01t$;

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.0MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 15.7cm$.

Annexe G

Dimensionnement des quais à -2.90m.

ANNEXE G : Dimensionnement des quais à -2.90m.

G.1. INTRODUCTION

A travers cette annexe, nous exposerons le dimensionnement des quais à -2.90m. La méthodologie et les formules utilisées sont identiques à celles utilisées pour les quais à -3.90m dans le Chapitre VI.

G.2. PRESENTATION DES QUAIS A -2.90M

Trois quais à -2.90 m sont prévus dont un pour débarquement et deux pour la pêche. Leur structure est composée :

- D'un empilement de deux (02) blocs en forme de « I » (voir Figure G.1). Ces piles de blocs sont jointives formant des évidements qui seront remplis d'enrochements de catégories (1-15kg). Le quai est fondé sur une assise en enrochements préalablement réglée par une couche de ballast (20-40mm) ;
- D'un couronnement en béton armé supporté par les piles de blocs ;
- D'un remblai en arrière du quai en tout-venant de carrière (0-500kg).

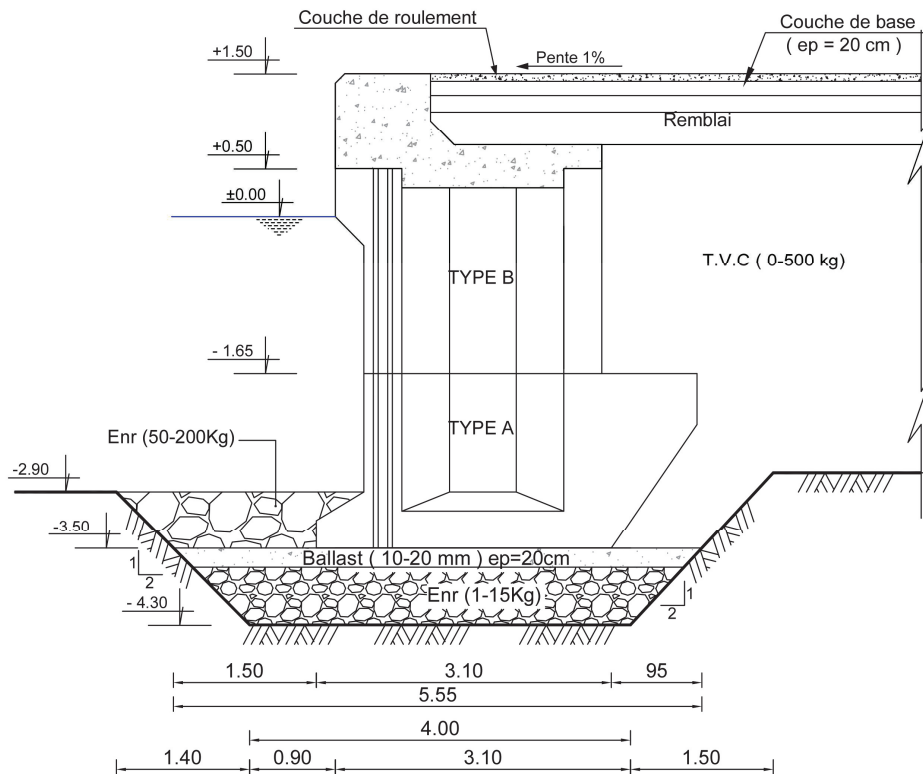


Figure G.1. Vue en coupe du quai en bloc à -2.90m

G.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

G.3.1. Bloc type A

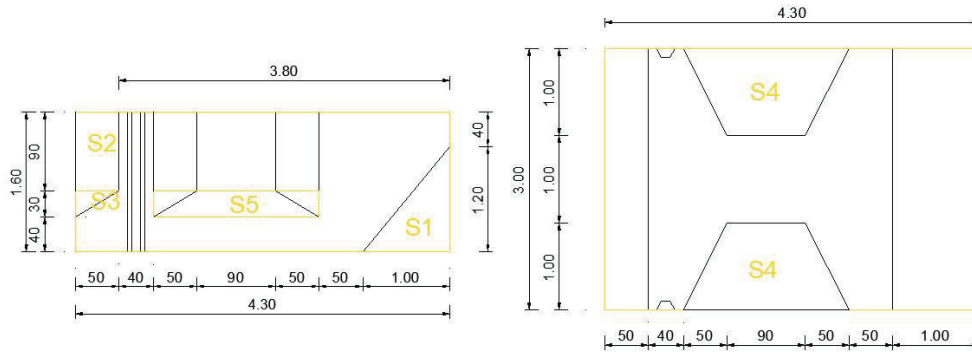


Figure G.2. Vue en élévation et en plan du bloc type A

Tableau G.1. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type A

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$4*1,85*3$	22,20	31,08	0,93	28,90	2,00	62,16
S1	$-0,5*0,9*1,3*3$	-1,76	-2,46	0,43	-1,06	3,70	-9,09
S2	$-0,5*1,25*3$	-1,88	-2,63	1,23	-3,23	0,25	-0,66
S3	$-0,5*0,5*0,3*3$	-0,23	-0,32	0,50	-0,16	0,17	-0,05
2*S4	$-2*((1,7+0,7)*1/2)*1,25$	-3,00	-4,20	1,23	-5,17	1,75	-7,35
2*S5	$-2*((1,7+0,7)*1/2)*0,2/2$	-0,24	-0,34	0,53	-0,18	1,75	-0,59
Total	15,11	15,11	21,15	0,90	19,11	2,10	44,42

G.3.2. Bloc type B

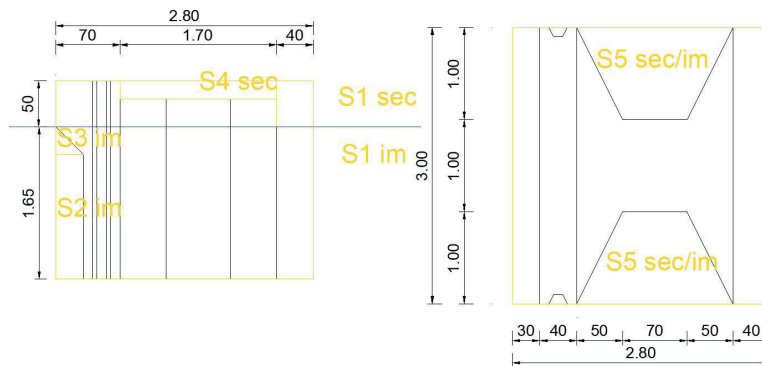


Figure G.3. Vue en élévation et en plan du bloc type B

Tableau G.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type B

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1im	$2,8*1,65*3$	13,86	19,40	2,67	51,81	1,60	31,05
S2im	$-0,3*1,35*3$	-1,22	-1,70	2,53	-4,30	0,35	-0,60
S3im	$-0,5*0,3*0,3*3$	-0,14	-0,19	3,30	-0,62	0,30	-0,06
2*S5im	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*1,65$	-3,96	-5,54	2,67	-14,80	1,75	-9,70
S1sec	$2,8*0,5*3$	4,20	10,08	3,75	37,80	1,60	16,13
S4sec	$-0,2*1,7*3$	-1,02	-2,45	3,90	-9,55	1,75	-4,28
2*S5sec	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*0,3$	-0,72	-1,73	3,65	-6,31	1,75	-3,02
Total		11,01	17,87	3,02	54,03	1,65	29,51

G.3.3. Poutre de couronnement

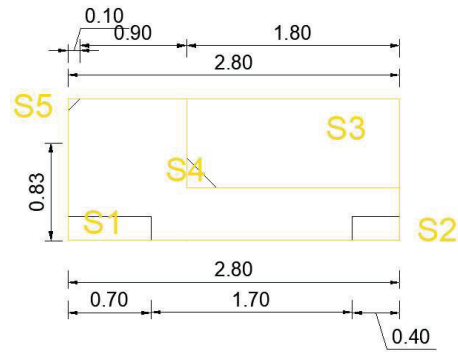


Figure G.4. Vue en élévation du couronnement

Tableau G.3. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1,2*2,8*3$	10,08	25,20	4,40	110,88	1,60	40,32
S1	$-0,7*0,2*3$	-0,42	-1,05	3,90	-4,10	0,55	-0,58
S2	$-0,4*0,2*3$	-0,24	-0,60	3,90	-2,34	2,80	-1,68
S3	$-1,8*0,75*3$	-4,05	-10,13	4,63	-46,88	2,10	-21,26
S4	$0,5*0,25*0,25*3$	0,09	0,23	4,33	1,02	1,28	0,30
S5	$-0,5*0,1*0,1*3$	-0,02	-0,04	4,97	-0,19	0,23	-0,01
Total		5,45	13,62	4,29	58,40	1,25	17,09

G.4. POIDS DES TVC

On distingue deux types d'évidements :

- Evidement A entre deux blocs de type A ;
- Evidement B entre deux blocs de type B ;

Remarque : Pour l'évidement B, on distingue deux états du sol : sol immergé et sol non immergé. On notera :

- L'évidement avec sol immergé par Bim ;
- L'évidement avec sol non immergé par Bs.

Tableau G.4. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Evidement A	$2*((1,7+0,7)*1/2)*(1,25+0,2/2)$	3,24	4,54	1,18	5,35	1,75	7,94
Evidement Bim	$2*((0,7+1,7)*1/2)*1,65$	3,96	5,54	2,67	14,80	1,75	9,70
Evidement Bs	$2*((0,7+1,7)*1/2)*0,3$	0,72	1,73	3,65	6,31	1,75	3,02
Total		7,92	11,81	2,24	26,45	1,75	20,66

G.5. POIDS DES TERRES

a. Au-dessus du bloc de type A

Tableau G.5. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type A

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	1,65*1*3	4.95	5,45	2,67	14,54	3,50	19,06
Non immergée	1,22*1*3	3.66	6,59	4,11	27,08	3,50	23,06
Total		8.61	12,03	3,46	41,61	3,50	42,12

b. Au-dessus du bloc du couronnement

Tableau G.6. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1 non im	0,47*1,8*3	2.54	4,57	4,48	20,47	2,10	9,59
S2 non im	0,5*0,25*0,25*3	0.09	0,17	4,33	0,73	1,28	0,22
Total		12.63	4,74	4,47	21,20	2,07	9,81

G.6. SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LE QUAI

G.6.1. Poussée des terres

La poussée des terres s'applique de la manière suivante :

- De la côte +1.50m à 0.00m, sur un écran vertical de sol non immergé « P_{a_1} » ;
- De la côte 0.00m à -1.65m, sur un écran vertical de sol immergé « P_{a_2} » ;
- De la côte -1.65m à -2.20m, sur un écran vertical en béton et un sol immergé « P_{a_3} » ;
- De la côte -2.20m à -3.50m, sur un écran incliné en béton et un sol immergé « P_{a_4} ».

Tableau G.7. Poussée des terres sur le quai à -2.90m (cas statique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	δ (°)	λ (°)	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,8	37	0	1,5	0,15	0,41	0,31	0,23	0,14	0,18
0,00m à -1,65m	1,1	37	0	1,65	0,15	0,27	0,53	0,69	0,42	0,55
-1,65m à -2,20m	1,1	24,67	0	0,55	0,21	0,12	0,57	0,30	0,13	0,27
-2,20m à -3,50m	1,1	24,67	-35	1,3	0,06	0,09	0,63	0,79	0,33	0,72

Tableau G.8. Poussée des terres sur le quai à -2.90m (cas dynamique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	δ (°)	λ (°)	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,8	37	0	1,5	0,20	0,53	0,40	0,30	0,18	0,24
0,00m à -1,65m	1,1	37	0	1,65	0,20	0,36	0,70	0,90	0,54	0,72
-1,65m à -2,20m	1,1	24,67	0	0,55	0,25	0,15	0,74	0,39	0,16	0,36
-2,20m à -3,50m	1,1	24,67	-40	1,3	0,10	0,15	0,85	1,04	0,44	0,95

G.6.2. Poussée due aux surcharges

Pour ce quai, on considère une surcharge de $q = 1 t/m^2$. La poussée due aux surcharges s'applique de 3 manières différentes sur le quai :

- De la côte +1.50m à -1.65m, sur un écran vertical « P_{q_1} » ;

- De la côte -1.65m à -2.20m, sur un écran vertical en béton à partir « P_{q_2} » ;
- De la côte -2.20m à -3.50 m, sur un écran incliné en béton à partir « P_{q_3} » ;

Tableau G.9. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.90m (cas statique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	h(m)	P_q (t/m)	P_{qh} (t/m)	P_{qv} (t/m)
+1,50m à -1,65m	0	37	0,15	0,15	0,15	3,15	0,48	0,38	0,29
-1,65m à -2,20m	0	24,7	0,21	0,21	0,21	0,55	0,76	0,69	0,32
-2,20m à -3,50m	-35	24,7	0,06	0,08	0,08	1,3	0,14	0,13	0,06

Tableau G.10. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.90m (cas dynamique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	h(m)	P_q (t/m)	P_{qh} (t/m)	P_{qv} (t/m)
+1,50m à -3,00m	0	37	0,20	0,20	0,20	3,15	0,62	0,50	0,37
-3,00m à -3,40m	0	24,7	0,25	0,25	0,25	0,55	0,92	0,84	0,38
-3,40m à -4,60m	-35	24,7	0,10	0,13	0,13	1,3	0,23	0,21	0,10

G.6.3. Poussée hydrostatique de marnage

La poussée s'applique de 2 manières différentes :

- De la côte +0.40m à 0.00m, la distribution de la poussée est triangulaire « P_{m_1} » ;
- De la côte 0.00m à -3.50m, la distribution de la poussée est rectangulaire « P_{m_2} ».

Tableau G.11. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -2.90m

Côte	$\sigma(t/m^2)$	h(m)	P_m (t/m)
0,40m à 0,00m	0,41	0,40	0,08
0,00m à -3,50m	0,41	3,50	1,44

G.6.4. Poussée hydrodynamique

Tableau G.12. Poussée hydrodynamique sur le quai à -2.90m

$\gamma_w(t/m^3)$	K_h	h(m)	$P_w(t/m)$
1,026	0,15	3,5	1,10

G.6.5. Effort d'amarrage

La force que les petits métiers exercent en moyenne sur le bollard vaut $F = P_b = 1 t/ml$. Cette force est appliquée au niveau (+1.80m), 30cm au-dessus du niveau supérieur du quai.

G.6.6. Effort dû au séisme

Tableau G.13. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -2.90m par mètre linéaire

Élément	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Bloc type A	21,15	7,05	0,90	6,37	2,10
Bloc type B	17,87	5,96	3,02	18,01	1,65
Couronnement	13,62	4,54	4,29	19,47	1,25
Remblai au-dessus du bloc type A	12,03	4,01	3,46	13,87	3,50
Remblai au-dessus du couronnement	4,74	1,58	4,47	7,07	2,07
Evidement A	4,54	1,51	1,18	1,78	1,75
Evidement B	7,27	2,42	2,90	7,04	1,75
Total	81,22	27,07	2,72	73,60	2,01

$$SI = 4.06 T/ml$$

G.7. STABILITE GLOBALE

G.7.1. Cas statique

Tableau G.14. Efforts appliqués sur le quai à -2.90m (cas statique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$	
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	27,07	2,01	54,54	0,00	0,00	
	Poussée des terres	P_{a1}	0,18	4,00	0,73	0,14	4,00	0,55
		P_{a2}	0,55	4,00	2,21	0,42	2,60	1,08
		P_{a3}	0,27	4,00	1,10	0,13	1,57	0,20
		P_{a4}	0,72	3,54	2,53	0,33	0,64	0,21
	Marnage	P_{m1}	0,00	0,00	0,00	0,08	3,63	0,30
		P_{m2}	0,00	0,00	0,00	1,44	1,75	2,51
	Total G			28,80		61,11	2,53	4,85
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q1}	0,29	4,00	1,14	0,38	3,43	1,30
		P_{q2}	0,32	4,00	1,27	0,69	1,58	1,09
		P_{q3}	0,06	3,54	0,21	0,13	0,64	0,08
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	5,30	5,30
	Total Q			0,66		2,62		7,77
Combinaison	G+1,5Q		29,79		65,04	5,82	16,51	

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 3.85 \geq 1.5 ; \text{ la stabilité au glissement est vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.94 \geq 1.5 ; \text{ la stabilité au renversement est vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.80m)

Tableau G.15. Capacité portante de l'assise en enrochement

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1,63	3,26	37,00	67,00	48,90	11,06	0,60	0,77	0,49	9,14	83,83

$F_p = 9.17 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- Capacité portante du sol de fondation (-4.60m)

Tableau G.16. Capacité portante du sol de fondation

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
35,00	4,38	3,36	33,15	48,00	33,30	9,96	1,40	0,79	0,51	7,57	99,70

$F_p = 13.17 \geq 3.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

G.7.2. Cas dynamique

Tableau G.17. Efforts appliqués sur le quai à -2.90m (cas dynamique)

Charges			P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	27,07	2,01	54,54	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,24	4,00	0,96	0,18	4,00	0,72
		P_{a_2}	0,72	4,00	2,89	0,54	2,73	1,48
		P_{a_3}	0,36	4,00	1,43	0,16	1,61	0,27
		P_{a_4}	0,95	3,54	3,35	0,44	0,63	0,27
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	1,10	1,40	1,54
Total G			29,34		63,17	2,42		4,29
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0,37	4,00	1,50	0,50	3,85	1,91
		P_{q_2}	0,38	4,00	1,54	0,84	1,40	1,17
		P_{q_3}	0,10	3,54	0,34	0,21	0,63	0,13
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	5,30	5,30
	Total Q			0,86		3,38	2,54	
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	4,06	2,5	10,15
Combinaison	G+1,5Q+SI		30,62		68,24	10,30		27,21

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.24 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.51 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

- **Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m)**

Tableau G.18. Capacité portante de l'assise en enrochement

<i>e</i> (m)	<i>B'</i> (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	<i>D</i> (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1,34	2,68	37,00	67,00	48,90	18,17	0,60	0,63	0,25	11,43	44,76

$F_p = 3.92 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

- **Capacité portante du sol de fondation (-5.40m)**

Tableau G.19. Capacité portante du sol de fondation

φ (°)	<i>B</i> (m)	<i>W</i> (t/ml)	P'_V (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	<i>D</i> (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
35,00	3,80	2,85	33,47	48,00	33,30	17,03	1,40	0,66	0,26	8,81	59,87

$F_p = 6.80 \geq 2.0$; la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;

G.8. STABILITE PARTIELLE

G.8.1. Stabilité du couronnement

Tableau G.20. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.90m (cas statique)

Charges			P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	<i>P</i>	6,12	1,47	8,97	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0,09	2,80	0,26	0,07	0,40	0,03
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,02	0,03	0,00
	Total G		6,21		9,23	0,09		0,03
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,16	2,80	0,46	0,22	0,60	0,13
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	1,50	1,50
	Total Q		0,16		0,46	1,22		1,63
Combinaison	G+1,5Q		6,46		9,92	1,92		2,47

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.54 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 4.01 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

Tableau G.21. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.90m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	6,12	1,47	8,97	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0,12	2,80	0,34	0,09	0,40	0,04
	Total G		6,24		9,31	0,09		0,04
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,21	2,80	0,60	0,28	0,60	0,17
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	1,50	1,50
	Total Q		0,21		0,60	1,28		1,67
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	1,05	0,6	0,63
Combinaison	G+1,5Q+SI		6,56		10,21	3,07		3,17

a. Stabilité au glissement

$F_g = 1.61 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.22 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

G.8.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type B et le sol

Tableau G.22. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.90m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,50	1,59	23,05	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,18	2,80	0,51	0,14	2,15	0,30
		P_{a_2}	0,55	2,80	1,54	0,42	0,75	0,31
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	1,78	0,15
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	0,68	0,83	0,56
	Total G		15,24		25,10	0,64		0,76
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,43	2,80	1,20	0,57	1,58	0,90
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,45	3,45
	Total Q		0,43		1,20	1,57		4,35
Combinaison	G+1,5Q		15,88		26,91	2,99		7,28

a. Stabilité au glissement

$F_g = 4.00 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 3.70 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

Tableau G.23. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.90m (cas dynamique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,50	1,59	23,05	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,24	2,80	0,67	0,18	0,39
		P_{a_2}	0,72	2,80	2,02	0,54	0,41
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	0,24	0,16
Total G			15,46		25,74	0,97	0,96
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,56	2,80	1,57	0,75	1,17
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,45
	Total Q		0,56		1,57	1,75	4,62
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	2,18	3,43
Combinaison	G+1,5Q+SI		16,31		28,10	5,76	11,32

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2.13 \geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.48 \geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

G.9. ETUDE DU COURONNEMENT

G.9.1. Efforts agissant sur la poutre de couronnement

G.9.1.1. Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est soumise aux mêmes sollicitations horizontales que celle du quai à -3.90m. On obtient donc les mêmes efforts.

Tableau G.24. Efforts internes (horizontaux) maximaux du couronnement du quai à -2.90m

$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
5.01	7.51

G.9.1.2. Efforts verticaux

Sur le plan verticale, la poutre de couronnement est soumise :

- Au poids propre du béton : $G_1 = 4.54 t/ml$;
- Au poids du remblai au-dessus d'elle : $G_2 = 1.58 t/ml$;
- A la charge du chariot élévateur : $Q = 12.5 t$.

Tableau G.25. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -2.90m

Charge permanente	G	6.12t
	$= G_1 + G_2$	
Charge d'exploitation	Q	12.5t

G.9.1.2.1. Cas de charge

Les cas de charges et les schémas statiques sont similaires aux schémas statiques utilisés pour le quai à -3.90m, avec un poids propre différent. On trouve donc :

Tableau G.26. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -2.90m

Cas	Sous l'influence de	M_{max}^{appui} (t.m)	$M_{max}^{travée}$ (t.m)	V_{max} (t)
1	G	-6,89	0	9,18
	Q	-18,75	0	12,5
2	G	-6,89	3,87	11,48
	Q	-7,22	6,53	9,61
3	G	-4,59	2,3	9,18
	Q	-4,69	4,69	6,25

G.9.1.2.2. Combinaisons de charge

Tableau G.27. Combinaisons de charge des moments fléchissant et efforts tranchants

Efforts	Cas défavorable	M_{max} (t.m)	V_{max} (t)
Horizontaux	/	7,51	5,01
Verticaux	Appuis	1	-25,64
	Travée	2	10,4

G.9.2. Ferrailage

G.9.2.1. Armatures longitudinales

i. Sous charges verticales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100cm$;
- $h = 100cm$;
- $d = 5cm$;
- Nappe supérieure

a. Données

- $M_{ser} = -25.64t.m.$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 10.1cm$;
- Bras de levier : $Z = 88.3cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.4MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s1} = 0cm^2$; $A_{s2} = 18cm^2$;
- Section minimale : $A_{smin} = 0cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s2} = 18cm^2 \rightarrow \mathbf{9HA16 = 18.10cm^2}$$

- **Nappe inférieure**

a. Données

- $M_{ser} = 10.4t.m.$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 15.6cm$;
- Bras de levier : $Z = 89.8cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.6MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 10.2cm^2$; $A_{s_2} = 0cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 10.2cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 10.2cm^2 \rightarrow 5HA10 + 2HA20 = 10.21cm^2$$

ii. Sous charges horizontales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100cm$;
- $h = 100cm$;
- $d = 5cm$.

- **Nappe extérieure**

a. Données

- $M_{ser} = 7.51t.m.$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 15.6cm$;
- Bras de levier : $Z = 89.8cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.4MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 10.2cm^2$; $A_{s_2} = 0cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 10.2cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 10.2cm^2 \rightarrow 5HA10 + 2HA20 = 10.21cm^2$$

- **Nappe intérieure**

La section d'acier de la nappe extérieure est adoptée pour la nappe intérieure.

Tableau G.28. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -2.90m

Charges	Section de béton		Nappe supérieure (cm^2)		Nappe inférieure(cm^2)	
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	A_s	Choix
Verticales	1,00	1.00	18,00	9HA16 = 18.10	10.20	5HA10 + 2HA20 = 10.21
Horizontales	1.00	1,00	10.20	5HA10 + 2HA20 = 10.21	10.20	5HA10 + 2HA20 = 10.21

G.9.2.2. Armatures transversales

i. Sous charges verticales

a. Données

- $V_u = 31.14t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.3MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 15cm$.

ii. Sous charges horizontales

a. Données

- $V_u = 5.01t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 15.7cm$.

Tableau G.29. Armatures transversales du couronnement du quai à -2.90m

Charges	Section de béton			Section d'acier	
	$b(m)$	$h(m)$	$A_t(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Verticales	1,00	1,00	1,60	Cadres : 2Ø10	15,00
Horizontales	1,00	1,00	1,60	Cadres : 2Ø10	15,70

Annexe H

Dimensionnement des appontements.

ANNEXE H : Dimensionnement des appontements.

H.1. INTRODUCTION

Dans cette annexe, nous exposerons les détails de la modélisation des éléments structuraux qui constituent l'appontement à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis ainsi que le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel Robot Expert.

H.2. PREDALLES

H.2.1. Dalle

H.2.1.1. Modélisation

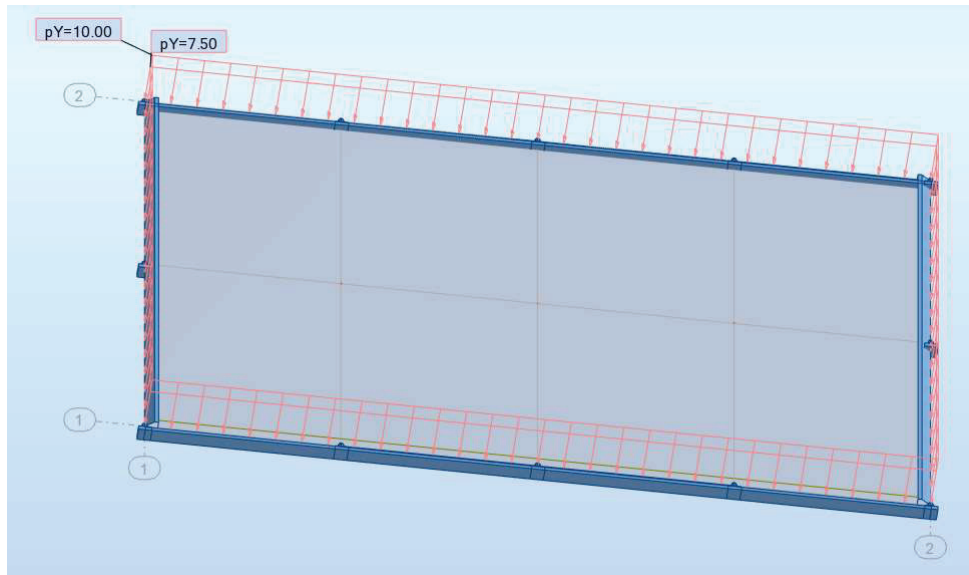


Figure H.1. Modélisation de la prédalle

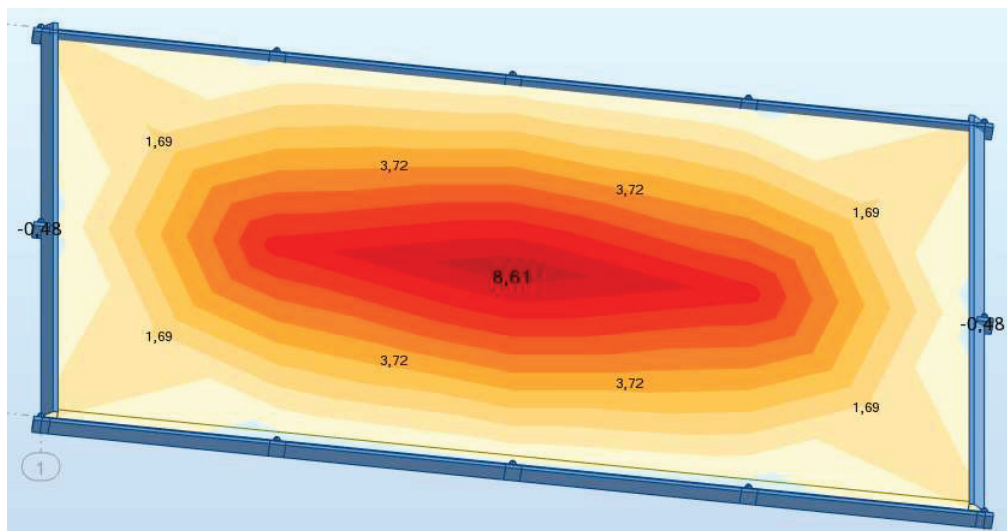


Figure H.2. Moment fléchissant de la prédalle selon x

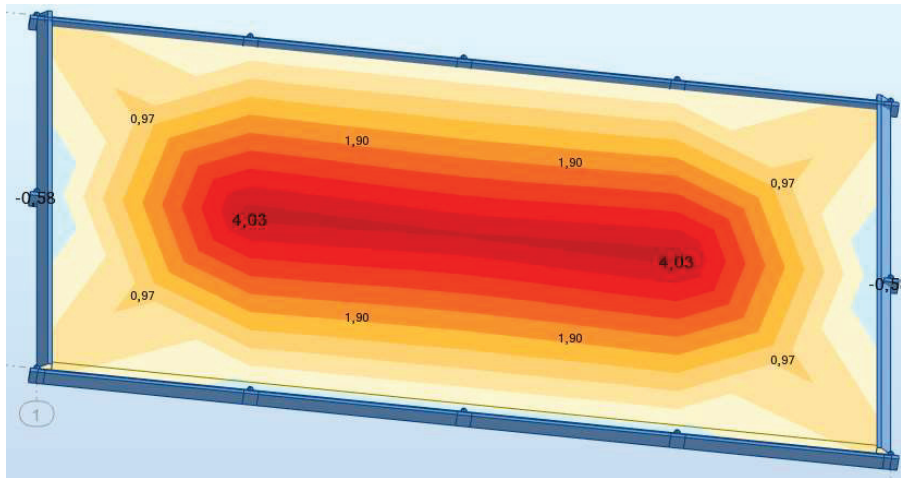


Figure H.3. Moment fléchissant de la prédalle selon y

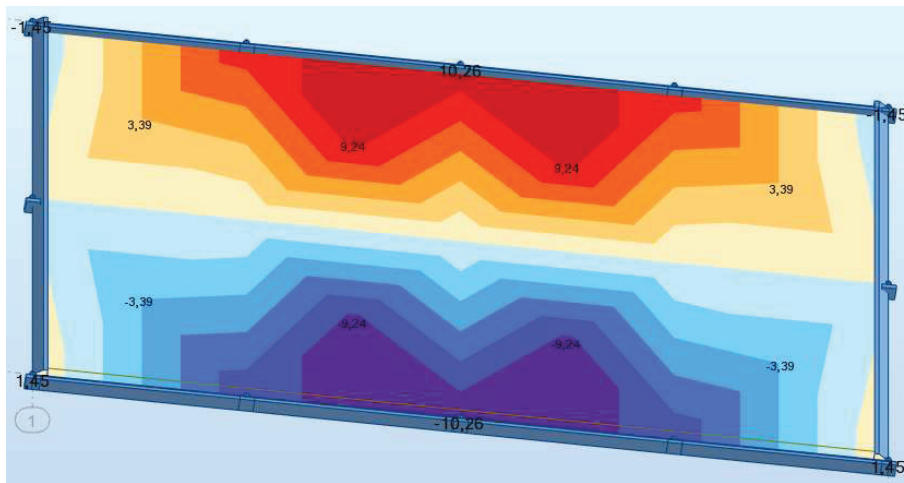


Figure H.4. Effort tranchant de la prédalle selon x

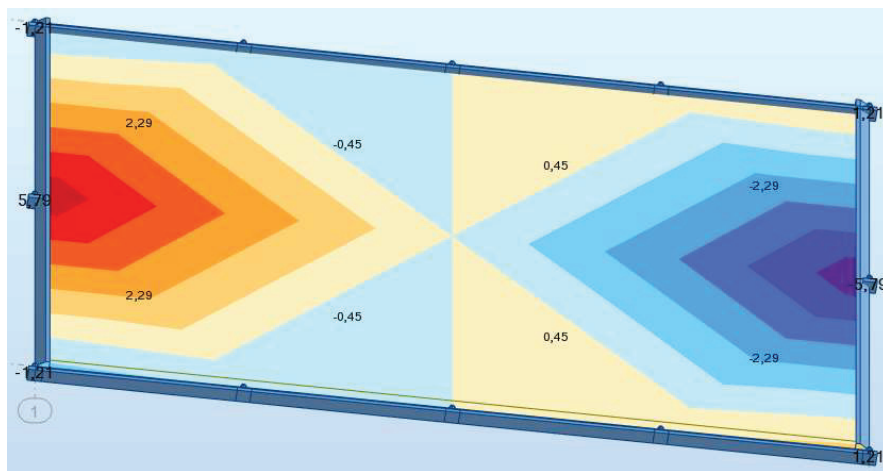


Figure H.5. Effort tranchant de la prédalle selon y

H.2.1.2. Ferrailage

i. Armatures longitudinales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 15\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$;
- Selon x

a. Données

- $M_{ser} = 0.861\text{t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 3.4\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 8.9\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 5.6\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 6\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{m}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 2.2\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 6\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{3HA16} = \mathbf{6.03\text{cm}^2}$$

- Selon y

a. Données

- $M_{ser} = 0.403\text{t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 2.5\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 9.2\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.1\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 2.7\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 2.2\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 2.7\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA8} = \mathbf{3.02\text{cm}^2}$$

ii. Armatures transversales

- Selon x

a. Données

- $V_u = 1.026\text{t}$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$;
- Sans reprise de bétonnage.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$.

⇒ Armature de construction.

- Selon y

a. Données

- $V_u = 5.01t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$.

⇒ Armature de construction.

H.2.2. Poutre d'appui

H.2.2.1. Modélisation

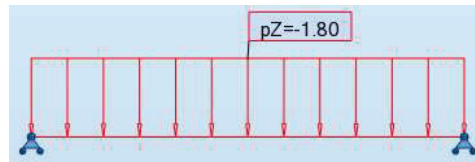


Figure H.6. Schéma statique de la poutre d'appui

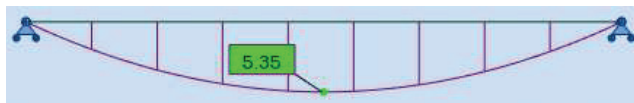


Figure H.7. Diagramme des moments fléchissant de la poutre d'appui

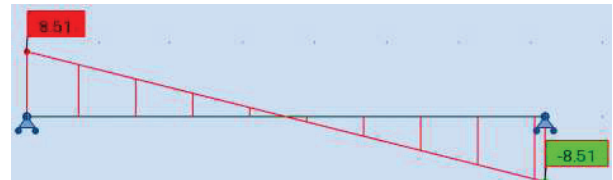


Figure H.8. Diagramme des efforts tranchant de la poutre d'appui

H.2.2.2. Ferrailage

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 18cm$;
- $h = 34cm$;
- $d = 5cm$;

i. Armatures longitudinales

a. Données

- $M_{ser} = 0.54t.m$.

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 6.8cm$;
- Bras de levier : $Z = 26.7cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.5MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 1.3cm^2$; $A_{s_2} = 0m^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 0.7cm^2$.

c. Choix des barres

$A_{s_1} = 1.3cm^2 \rightarrow 5HA6 = 1.41cm^2$

ii. Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 0.85t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$;

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.2MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 26.1cm$.

c. Choix des barres

Cadres : $2\phi 10 = 1.6cm^2$

H.3. POUTRE DE RIVE

H.3.1. Modélisation

i. 1^{ère} phase : poutre simplement appuyée

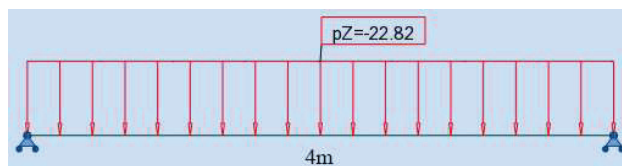


Figure H.9. Schéma statique de la poutre de rive (1^{ère} phase)

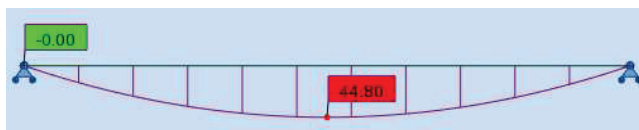


Figure H.10. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (1^{ère} phase)

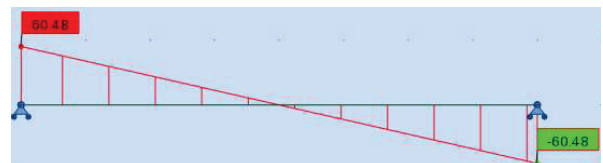


Figure H.11. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (1^{ère} phase)

ii. 2^{ème} phase : poutre continue

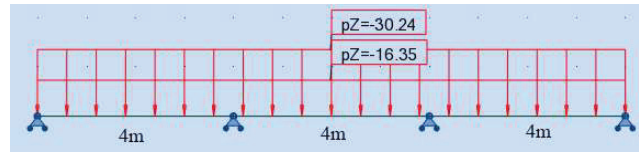


Figure H.12. Schéma statique de la poutre de rive (2^{ème} phase)

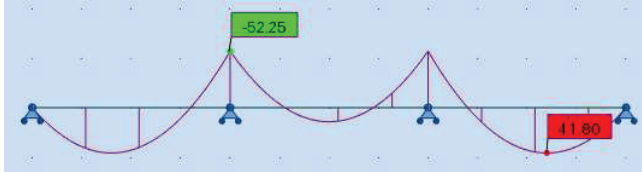


Figure H.13. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (2^{ème} phase)

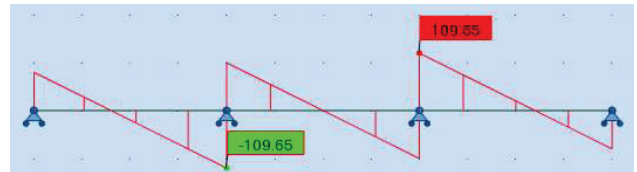


Figure H.14. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (2^{ème} phase)

H.3.2. Ferrailage

i. 1^{ère} phase : poutre simplement appuyée

▪ Flexion longitudinale

La flexion est reprise par la partie console de la poutre de rive dont les caractéristiques sont :

- $b = 84 \text{ cm}$;
- $h = 20 \text{ cm}$;
- $d = 5 \text{ cm}$: enrobage ;
- **Armatures longitudinales**

Le calcul est fait en considérant la reprise du bétonnage.

a. Données

- $M_{ser} = 4.48 \text{ t.m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 8 \text{ cm}$;
- Bras de levier : $Z = 15.3 \text{ cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 8.7 \text{ MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 18.1 \text{ cm}^2$; $A_{s_2} = 0 \text{ cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 1.8 \text{ cm}^2$.
- **Armatures transversales**

a. Données

- $V_u = 6.05 \text{ t}$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.4 \text{ MPa}$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5 \text{ MPa}$;

- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 \text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6 \text{ cm}^2$;
- Espacement : $S_t = 14.6 \text{ cm}$.

▪ **Torsion**

a. Données

- $b = 25 \text{ cm}$;
- $h = 140 \text{ cm}$;
- $d = 5 \text{ cm}$;
- $M_t = 2.1 \text{ t.m}$.

b. Résultats

- Aire de surface à l'intérieur de la ligne moyenne de la section à parois minces équivalente = 2829.9 cm^2
- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.9 \text{ MPa}$;
- Contrainte tangentielle limite : $\tau_{lim}^u = 2.5 \text{ MPa}$;
- **Armatures transversales**
 - Armature de torsion : $A = 0.8 \text{ cm}^2$;
 - Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 \text{ mm}$;
 - Espacement : $S_t = 40 \text{ cm}$.
- **Armatures longitudinales**
 - Section d'acier : $A_{sl} = 3.3 \text{ cm}^2$;
 - Section minimale : $A_{s_{min}} = 0 \text{ cm}^2$.

ii. 2^{ème} phase : poutre continue

Flexion longitudinale

La flexion est reprise par la partie console de la poutre de rive dont les caractéristiques sont:

- $b = 84 \text{ cm}$;
- $h = 65 \text{ cm}$;
- $d = 5 \text{ cm}$;
 - **Armatures longitudinales**

Le calcul est fait en considérant la reprise du bétonnage.

▪ **En travée**

a. Données

- $M_{ser} = 4.18 \text{ t.m}$.

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 10.1 \text{ cm}$;
- Bras de levier : $Z = 56.6 \text{ cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.7 \text{ MPa}$;

- Sections d'acier : $A_{s_1} = 5.8cm^2$; $A_{s_2} = 0cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 5.8cm^2$.
 - **Sur appui**

a. Données

- $M_{ser} = -5.23t.m.$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 10.1cm$;
- Bras de levier : $Z = 56.6cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.8 MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 0cm^2$; $A_{s_2} = 5.8cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 0cm^2$.

- **Armatures transversales**

▪ **En travée**

a. Données

- $V_u = 10.97t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.2MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 18.7cm$.

▪ **Sur appui**

a. Données

- $V_u = 7.31t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 18.7 cm$.

Torsion

a. Données

La torsion est reprise par la nervure de la poutre de rive dont les caractéristiques sont :

- $b = 25 cm$;

- $h = 140 \text{ cm}$;
- $d = 5 \text{ cm}$;
- $M_t = 3.75t.m$

b. Résultats

- Aire de surface à l'intérieur de la ligne moyenne de la section à parois minces équivalente = 2829.9cm^2
- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 1.6\text{MPa}$;
- Contrainte tangentielle limite : $\tau_{lim}^u = 2.5\text{MPa}$;
- **Armatures transversales**
 - Armature de torsion : $A = 0.8\text{cm}^2$;
 - Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 \text{ mm}$;
 - Espacement : $S_t = 40 \text{ cm}$.
- **Armatures longitudinales**
 - Section d'acier : $A_{sl} = 6\text{cm}^2$;
 - Section minimale : $A_{smin} = 0\text{cm}^2$.

H.4. CHEVETRE

H.4.1. Modélisation

i. 1^{ère} phase : Chevêtre hors service

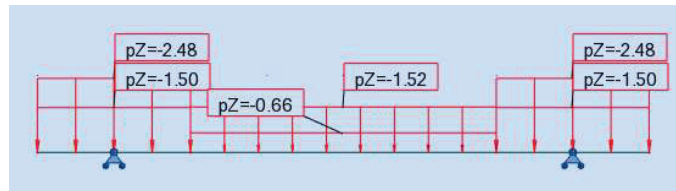


Figure H.14. Schéma statique du chevêtre (1^{ère} phase)

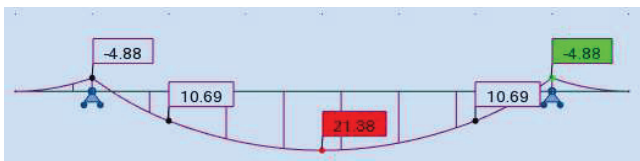


Figure H.15. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (1^{ère} phase)

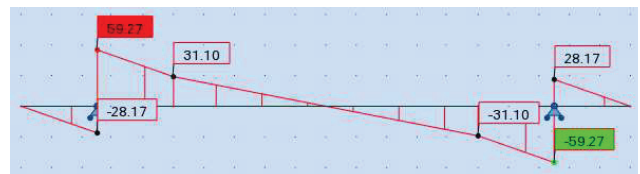


Figure H.16. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (1^{ère} phase)

ii. 2^{ème} phase : Chevêtre en service

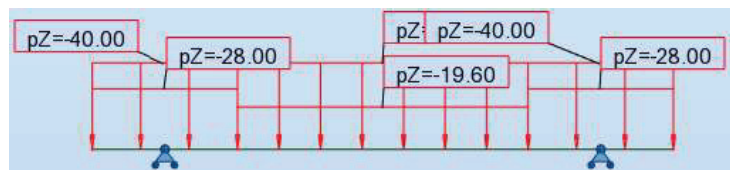


Figure H.17. Schéma statique du chevêtre (2^{ème} phase)

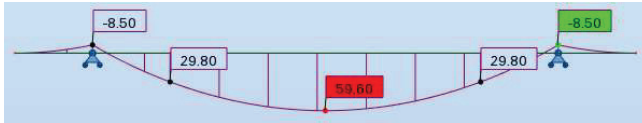


Figure H.18. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (2^{ème} phase)

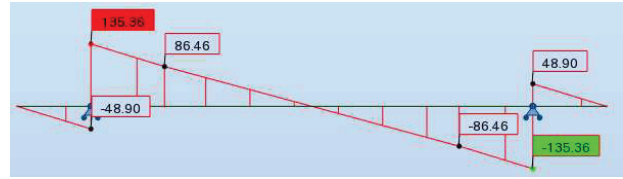


Figure H.19. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (2^{ème} phase)

H.4.2. Ferrailage

i. 1^{ère} phase : Chevêtre hors service

▪ En travée

- $b_f = 80 \text{ cm}$;
- $b_w = 30 \text{ cm}$;
- $h = 55 \text{ cm}$;
- $h_f = 20 \text{ cm}$;
- $d = 5 \text{ cm}$;
- Armatures longitudinales

a. Données

- $M_{ser} = 2.18 \text{ t.m}$.

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 6.8 \text{ cm}$;
- Bras de levier : $Z = 47.7 \text{ cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.3 \text{ MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s1} = 2.8 \text{ cm}^2$; $A_{s2} = 0 \text{ cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 2.2 \text{ cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s1} = 2.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 3.17 \text{ t}$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.2 \text{ MPa}$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5 \text{ MPa}$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 \text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6 \text{ cm}$;
- Espacement : $S_t = 40 \text{ cm}$.

▪ **Sur appui**

- $b = 80\text{cm}$;
- $h = 75\text{cm}$;
- $d = 5\text{ cm}$;
- **Armatures longitudinales**

a. Données

- $M_{ser} = 1.09\text{t. m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 11.7\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 66.1\text{cm}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.1\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 6.2\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 6.2\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 6.2\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{2HA20 = 6.28\text{cm}^2}$$

- **Armatures transversales**

a. Données

- $V_u = 6.04\text{t}$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1\text{MPa}$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5\text{MPa}$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6\text{cm}$;
- Espacement : $S_t = 19.6\text{cm}$.

ii. 2^{ème} phase : Chevêtre en service

▪ **En travée**

- $b_f = 80\text{ cm}$;
- $b_w = 30\text{ cm}$;
- $h = 180\text{ cm}$;
- $h_f = 85\text{ cm}$;
- $d = 5\text{ cm}$;
- **Armatures longitudinales**

a. Données

- $M_{ser} = 5.96\text{t. m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 14.4cm$;
- Bras de levier : $Z = 110.2cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.2MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 5.5cm^2$; $A_{s_2} = 0cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 5.5cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 5.5cm^2 \rightarrow \mathbf{5HA12 = 5.65cm^2}$$

- Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 8.65t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.3MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 40cm$.

▪ **Sur appui**

- $b = 80cm$;
- $h = 75cm$;
- $d = 5 cm$;
- Armatures longitudinales

a. Données

- $M_{ser} = 2.98t.m$.

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 21.9cm$;
- Bras de levier : $Z = 127.7cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 0.1MPa$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 11.3cm^2$; $A_{s_2} = 0cm^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 11.3cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 11.3cm^2 \rightarrow \mathbf{6HA16 = 12.06cm^2}$$

- Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 13.54t$;

- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.1MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 19.6cm$.

H.5. PILES

H.5.1. Modélisation du portique

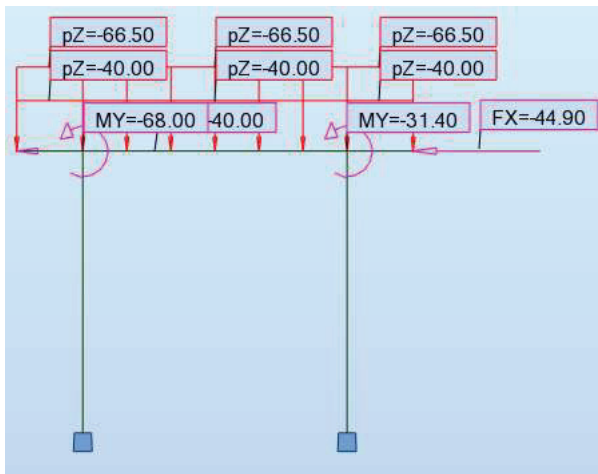


Figure H.20. Schéma statique du portique

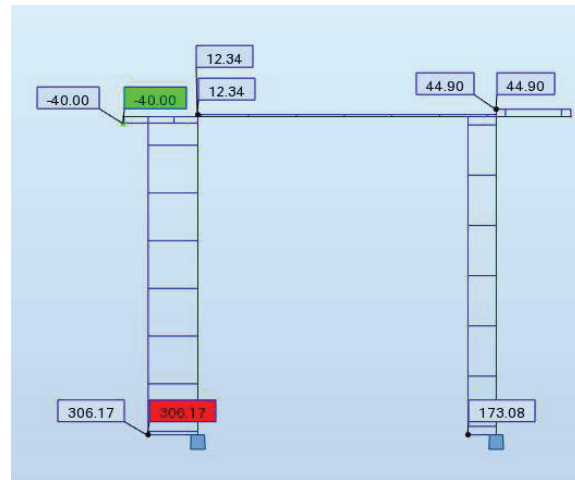


Figure H.21. Diagramme des efforts normaux du portique



Figure H.22. Diagramme des moments fléchissant du portique



Figure H.22. Diagramme des efforts tranchant du portique

H.5.2. Ferrailage

- $b = 80cm$;
- $h = 75cm$;
- $d = 5 cm$;
- Armatures longitudinales

a. Données

- $D = 40cm$;
- $d = 5 cm$;
- $M_{ser} = -7.13t. m.$
- $N_{ser} = 30.62t$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 19.2cm$;
- Bras de levier : $Z = 27cm$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 13.1MPa$;
- Sections d'acier : $A_s = 27.5cm^2$;
- Section minimale : $A_{smin} = 5cm^2$.
- Section minimale : $A_{smax} = 62.8cm^2$.

c. Choix des barres

$$A_s = 27.5cm^2 \rightarrow 9HA20 = 28.27cm^2$$

- Armatures transversales

a. Données

- $V_u = -6.34t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{max}^u = 0.6MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10 mm$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 19.4cm$.

H.6. SEMELLES

H.6.1. Modélisation



Figure H.23. Schéma statique de la semelle

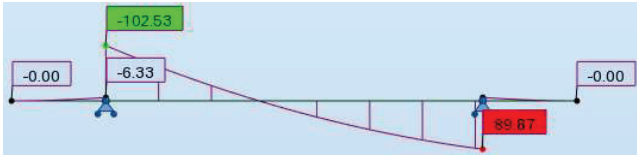


Figure H.24. Diagramme des moments fléchissant de la semelle

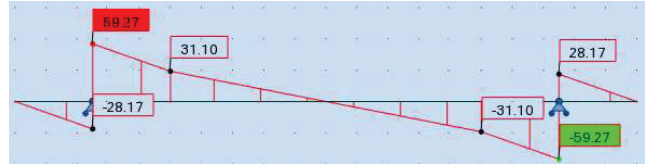


Figure H.25. Diagramme des efforts tranchant de la semelle

H.6.2. Ferrailage

- $b = 150\text{cm}$;
- $h = 60\text{ cm}$;
- $d = 5\text{ cm}$;

- Armatures longitudinales
 - En travée

a. Données

- $M_{ser} = 13.58\text{t. m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 11.9\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 51\text{m}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.5\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 16.5\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 0\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 9.5\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 16.5\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA20 = 18.85\text{cm}^2}$$

- Sur appui

a. Données

- $M_{ser} = -15.28\text{t. m.}$

b. Résultats

- Position de l'axe neutre : $Y = 12.6\text{cm}$;
- Bras de levier : $Z = 50.8\text{m}$;
- Contrainte maximale du béton : $\sigma_{bc} = 1.6\text{MPa}$;
- Sections d'acier : $A_{s_1} = 0\text{cm}^2$; $A_{s_2} = 18.6\text{cm}^2$;
- Section minimale : $A_{s_{min}} = 9.5\text{cm}^2$.

c. Choix des barres

$$A_{s_1} = 18.6\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA20 = 18.85\text{cm}^2}$$

- Armatures transversales

a. Données

- $V_u = 14.18t$;
- Inclinaison des armatures $\alpha = 90^\circ$.

b. Résultats

- Contrainte tangentielle maximale : $\tau_{ma}^u = 0.2MPa$;
- Contrainte tangente limite : $\tau_{lim}^u = 2.5MPa$;
- Diamètre des armatures transversales : $\phi_t = 10\text{ mm}$;
- Section d'acier : $A_t = 1.6cm$;
- Espacement : $S_t = 10.5cm$.