

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis

Jeanson



Mémoire
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État Filière :
Travaux Publics
Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Conception d'un quai sur pieux à
l'extension du port d'Annaba**

Présenté par :

DRIOUCHE Maria Kahina

GUEDDOUD Sarra

Encadré par :

Mr. LAKHDARI Boudjemaa

Mr. HAMADI Kamel

Promotion 2025/2026

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères à Mr. HAMADI pour son accueil chaleureux et pour nous avoir intégrés au sein de son bureau, ce qui a grandement facilité notre immersion professionnelle.

On exprime également notre profonde reconnaissance à Mr. RAHMANI et Mr. TAFRAOUT, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui nous ont transmis leur savoir, sans oublier tout le personnel du département DIB, pour leur soutien et leur accompagnement tout au long de notre formation.

Nous exprimons également notre gratitude à Mr. MESSAI et Mr. BOUGHENA pour leur aide précieuse, leurs conseils et leur disponibilité tout au long de mémoire.

Nous adressons nos sincères remerciements à Mr. BOUTAOUS et Mr. YOUNSI pour leur générosité, leurs conseils et leur précieuse collaboration lors de notre visite à Annaba.

Nous remercions également Mr. LATLI directeur du projet M50 ainsi que l'ensemble du service de stage et service technique de Cosider Annaba, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité. Ça nous a permis de mieux comprendre les aspects pratiques du projet et d'enrichir considérablement notre travail.

Nous exprimons aussi notre reconnaissance à nos amis Sadek, Yassine, Taha et Ibrahim qui nous ont aidés lors de la réalisation de ce projet.

Nous tenons également à adresser nos sincères remerciements à Anfel, Lyna, Yousra, Mahdia, Lyna, Insaf et Saoussen pour tous les moments de partage, d'encouragement et de solidarité qui ont marqué ces années d'études.

Enfin, nous nous remercions nous-mêmes pour les efforts fournis, la persévérance et l'engagement qui ont permis d'aboutir à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

À mes très chers parents, Maman et Papa,

Aucun mot ne saurait exprimer pleinement l'amour, la gratitude et le respect que je vous porte. Je vous dédie ce travail en reconnaissance de tous les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation, mon bien-être et ma réussite. Vous avez toujours été à mes côtés, à chaque étape de mon parcours, dans les succès comme dans les défis, en m'offrant votre soutien, vos conseils, votre patience et votre confiance sans limites.

Merci pour tous les efforts que vous avez déployés afin de m'offrir les meilleures conditions pour poursuivre mes études et réaliser mes ambitions. Votre amour inconditionnel, votre dévouement et les valeurs que vous m'avez transmises ont été ma principale source de motivation tout au long de mon parcours.

Chaque étape franchie, chaque réussite accomplie et chaque objectif atteint portent l'empreinte de vos encouragements et de vos sacrifices. Si je suis arrivée au terme de ce parcours aujourd'hui, c'est en grande partie grâce à vous.

À mes chères sœurs, Ikram et Inès,

Tout au long de mon parcours, vous avez été un soutien précieux et une présence rassurante. Dans les moments de joie comme dans les périodes de doute, votre affection et votre encouragement m'ont toujours accompagnée et donné la force d'avancer.

À mes deuxièmes parents, ma tante Houria et son époux Abdelkader,

Je vous exprime ma profonde gratitude pour votre générosité et votre bienveillance. Vous m'avez accueillie avec chaleur et soutenue tout au long de mon parcours. Votre soutien, vos encouragements et votre confiance ont été essentiels tout au long de mon parcours. Je vous en suis sincèrement reconnaissante, avec un attachement profond et respectueux.

À mes chères cousines ,

Yasmine, Nisma, Maria, Malika, Fouzia et Hakima, pour leur soutien, leur présence et leurs encouragements tout au long de mon parcours.

À mes tantes et à toute ma famille,

Qui se sont toujours souciées de moi et m'ont entourée de leur affection et de leurs prières.

Enfin, à mon binôme,

Ma chère amie que je considère comme une sœur. Merci pour tous les moments de travail, d'entraide, de patience et de complicité que nous avons partagés durant cette aventure. Je te souhaite beaucoup de réussite et de bonheur pour l'avenir.

À toutes ces personnes, je dédie ce travail avec amour, respect et profonde gratitude.

GUEDDOUD Sarra

Dédicaces

À mes très chers parents, ce que j'ai de plus précieux au monde,

À ma très chère mère Chafia,

Ma mère, mon pilier, ma meilleure amie et ma plus belle force. Je ne saurais trouver les mots justes pour exprimer toute ma gratitude face à tes sacrifices, tes encouragements et tes prières. Tu as toujours été à mes côtés, dans les moments faciles comme dans les plus difficiles. J'espère que ce travail saura te rendre fière de mon parcours et qu'il reflète, à sa juste valeur, tout l'amour et la reconnaissance que je te porte.

À mon cher père Cherif,

Mon modèle de force et de réussite, mon complice de toujours. Merci pour tous les sacrifices que tu as consentis afin de me voir réussir, ainsi que pour la confiance que tu as toujours placée en moi. Ton soutien et tes conseils m'ont accompagné à chaque étape de ce parcours.

J'espère que ce mémoire sera pour toi une source de fierté et le reflet de ma profonde gratitude.

À mon frère Nazim,

Mon confident et mon soutien. Merci pour ton affection, ta présence et tous les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus léger et plus agréable. Merci d'avoir toujours cru en moi.

À mes grands-parents,

Pour leur amour, leur sagesse et leurs prières qui ont toujours éclairé mon chemin. Qu'Allah les protège et leur accorde santé et longévité.

À mes oncles Nadjib et Mehdi ainsi qu'à leurs femmes,

Pour leur présence constante, leur bienveillance et leurs encouragements tout au long de mon parcours. Merci pour votre soutien précieux.

À mes tantes,

Pour leur affection, leur attention et leur soutien, de près comme de loin, tout au long de mon parcours. Merci pour vos encouragements et votre bienveillance.

À mes cousins et cousines,

Hiba, Rania, Zahira, Nahida, Malek, Dina, Marwa, Hanine, Rami et Lotfi. Merci pour votre affection, votre amitié et tous les beaux souvenirs que nous partageons ensemble.

À ma binôme Sarra,

Merci pour ce beau parcours académique partagé à deux. Bien plus qu'un binôme, tu as été une véritable sœur, une personne de confiance sur qui j'ai pu compter à chaque étape de ce projet. Je retiens surtout notre complicité, notre entraide et tous les moments qui ont renforcé notre amitié.

C'est avec amour, respect et reconnaissance que je dédie ce travail à toutes ces personnes.

DRIOUCHE Maria Kahina

Résumé

Ce travail porte sur l'extension du quai minéralier du port d'Annaba, visant à augmenter la capacité d'accueil et à améliorer les performances d'exploitation en réponse à l'évolution du trafic des produits miniers. L'étude a consisté à analyser et comparer plusieurs variantes structurelles afin de retenir la solution la plus adaptée, puis à la dimensionner en tenant compte des contraintes portuaires et géotechniques du site. Une synthèse géotechnique a permis de définir les paramètres nécessaires au calcul des fondations. Les vérifications ont porté sur la stabilité globale, la capacité portante et le comportement du sol, avec une attention particulière à la durabilité en milieu marin. Les calculs et modélisations ont été réalisés à l'aide de logiciels spécialisés, confirmant la faisabilité et la stabilité de l'ouvrage.

Mots clé : quai minéralier, Infrastructure portuaire, fondations profondes, enrochements, carapace.

ملخص

يتناول هذا العمل دراسة توسيع الرصيف المعدني بميناء عنابة بهدف زيادة القدرة الاستيعابية وتحسين الأداء التشغيلي استجابة لتطور حركة نقل المواد المعدنية. تم تحليل ومقارنة عدة بدائل إنشائية لاختيار الحل الأنسب ثم تصميمه وفق القيود المينائية والجيو تكنولوجية للموقع. كما تم إعداد ملخص جيوتقني لتحديد معاملات الحساب الخاصة بالأساسات. شملت الدراسة التحقق من الاستقرار العام وقدرة تحمل التربة وسلوكها تحت الأحمال، مع الاهتمام بمتانة المنشأ في البيئة البحرية. وقد أكدت النتائج جدوى المشروع واستقراره التقني.

الكلمات المفتاحية: رصيف معدني ، بنية تحتية مينائية ، أساسات عميقة ، تدرج صخري ، طبقة الحماية.

Abstract

This study concerns the extension of the mineral berth at the Port of Annaba, aiming to increase handling capacity and improve operational performance in response to growing mineral traffic. Several structural alternatives were analyzed and compared in order to select the most suitable solution, which was then designed according to site constraints. A geotechnical synthesis was carried out to define foundation design parameters. The study focused on global stability, bearing capacity, and soil behavior under loading, with particular attention to durability in a marine environment. The results confirm the technical feasibility and stability of the structure.

Keywords: mineral berth , port infrastructure, deep foundations, rock armor, armour layer.

Liste des abréviations

DTU : Document D'étude Unifiés.
SSMO : Summary of Synoptic Meteorological Observations.
NGA : Nivellement Général Algérien.
SPT : Standard Penetration Test.
PMT : Pressiomètre Ménard Test.
 ω : Teneur en eau.
 ρ : poids volumique naturel.
 ρ' : poids volumique immergé.
e : Indice des vides.
 w_l : Limite de liquidité.
 W_P : Limite de plasticité.
IP : Indice de plasticité.
IL : Indice de liquidité.
Cu : Résistance au cisaillement non drainé.
C : Cohésion (contrainte totale).
 Φ : Angle de frottement (contrainte totale).
C' : Cohésion (contrainte effective) ;
 Φ' : Angle de frottement (contrainte effective).
OCR : Ratio de sur-consolidation.
Cc : Indice de compression.
Cs : Indice de rebond.
BCR : Blocs cubique rainuré.
TVC : Tout venant de carrière.
ELS : État Limite de Service.
ELU : État Limite Ultime.
Fs : Facteur de sécurité.
Kh : Coefficient horizontal de séisme.
Kv : Coefficient vertical de séisme.
 P^*_l (kPa) : Pression limite nette.
EM (kPa) : Module pressiométrique du sol.
 γ_w : Poids volumique de l'eau.
DZD : Dinar algérien.

Liste des figures

Figure 1. Port.	2
Figure 2. Le fetch.	4
Figure 3. Composantes de la houle.	4
Figure 4. Digue.	5
Figure 5. Digue a talus.	5
Figure 6. Digue verticale.....	6
Figure 7. Digue flottante.	6
Figure 8. Jetée.	7
Figure 9. Appontement.	7
Figure 10. Duc d'albe.	8
Figure 11. Quai.	8
Figure 12. Quai en caisson.....	9
Figure 13. Quai sur pieux.....	9
Figure 14. Bollard.	10
Figure 15. Défense.	11
Figure 16. Echelle de quai.	11
Figure 17. Balises.....	12
Figure 18. Bouées.	12
Figure 19. Phare.	13
Figure 20. Marques de jour.....	15
Figure 21. Signaux sonores.....	15
Figure 22. Pieux battus.	17
Figure 23. Pieux foré.....	17
Figure 24. Vue en plan du port de Annaba.	20
Figure 25. Chenaux et voies d'accès du port.....	21
Figure 26. Plan de masse.	23
Figure 27. Plan de localisation des carrières autour du projet.	24
Figure 28. Exportation internationale du port d'Annaba.....	24
Figure 29. Rose des vents de la zone.	26
Figure 30. Zone sismique de l'Algérie.	26
Figure 31. Le schéma des vagues pour le port d'Annaba.....	29
Figure 32. Plan de disposition des forages.....	31
Figure 33. Principe de la méthode d'inclusions rigides.	41
Figure 34. Plot du quai.....	51
Figure 35. Bollard de projet.	51
Figure 36. Défense de projet.....	52
Figure 37. La digue de projet.....	59
Figure 38. Grue Mobile de Type LIEBHERR LHM 400.	67
Figure 39. Répartition des Charges du Portique.	67
Figure 40. Diagramme d'une charge uniformément répartie.	68
Figure 41. Poussée hydrodynamique.	69
Figure 42. Courbe fsol (PI).	74
Figure 43. Résultats de la stabilité générale du site en ST fondamental.....	77
Figure 44. Modèle du calcul.	78
Figure 45. Loi de réaction frontale – Cas général.....	78
Figure 46. Répartition des efforts axiaux dans le pieu et le sol (module TASPie).....	81
Figure 47. Résultats de la stabilité générale du site en ST sismique.	84
Figure 48. Croquis des chemises de pieux.....	86
Figure 49. Déplacement des pieux.....	86

Figure 50. Moment M_{xx} à ELS.	87
Figure 51. Moment M_{yy} à ELS.	87
Figure 52. Ferrailage de la dalle en travée.	89
Figure 53. Ferrailage de la dalle en appuis.	89
Figure 54. Moment fléchissant M_y des poutres longitudinales.	91
Figure 55. Moment fléchissant M_y en des poutres transversales.	92
Figure 56. Schéma bathymétrique de la zone des travaux.	97
Figure 57. Dragage du bassin.	97
Figure 58. Battage des pieux.	98
Figure 59. Installations des blocs d'anodes.	98
Figure 60. Construction de plateforme métallique pour les pieux de jet grouting.	99
Figure 61. Travaux de jet grouting.	99
Figure 62. Schéma de construction des pieux de jet-grouting à haute pression.	99
Figure 63. Déversement de blocs entre les pieux.	100
Figure 64. Installation des blocs.	100
Figure 65. Construction des voies temporaires et de la couche filtrante.	101
Figure 66. Installation des BCR.	101
Figure 67. Construction des poutres longitudinales et transversales.	101
Figure 68. Construction des panneaux.	102
Figure 69. Excavation inversée des voies temporaires.	102
Figure 70. Installation des plaques des tassements.	102
Figure 71. Protection par anode sacrificielle.	107
Figure 72. Illustration zones d'exposition d'un ouvrage métallique en site marin.	108
Figure 73. Application de peinture.	108
Figure 74. Pieux avant et après peinture (Sur site du projet).	109

Liste des tableaux

Tableau 1. Signalisation des accès et plans d'eau des ports.	14
Tableau 2. Résultats d'agitation (Hs) du quai phosphatier d'Annaba... Error! Bookmark not defined.	
Tableau 3. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols fins.	33
Tableau 4. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols grenus.	34
Tableau 5. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les roches.	35
Tableau 6. Résultats des essais pressiométriques.	35
Tableau 7. Résultats des essais SPT.	36
Tableau 8. Paramètres caractéristiques des sols.	37
Tableau 9. Avantages et inconvénients de la variante caisson gravitaire avec colonnes ballastées.	40
Tableau 10. Avantages et inconvénients de la variante caisson gravitaire avec inclusions rigides.	42
Tableau 11. Avantages et inconvénients de la variante quai sur pieux.	44
Tableau 12. Renforcement par géosynthétiques à haute résistance.	45
Tableau 13. Renforcement du sol par inclusions rigides à l'aide de micropieux.	45
Tableau 14. Renforcement du sol par traitement au jet grouting.	46
Tableau 15. Pondération des critères.	47
Tableau 16. Evaluation des variantes.	48
Tableau 17. Résultats de l'analyse multicritère.	48
Tableau 18. Navire de conception.	50
Tableau 19. Caractéristiques du béton.	65
Tableau 20. Charge des portiques à déchargement.	68
Tableau 21. Valeurs de K_{pmax}	73
Tableau 22. Valeurs de α (pieu-sol).	73
Tableau 23. Valeurs de q_{smax}	73
Tableau 24. Coefficients partiels.	74
Tableau 25. Valeurs de K_f pour chaque sol.	79
Tableau 26. Valeurs de pression hydrodynamique sur les pieux.	79
Tableau 27. Résultats des efforts internes des pieux.	80
Tableau 28. Valeurs des efforts totaux sur le pieu.	81
Tableau 29. Paramètres de vérification des états limites de portance du pieu.	82
Tableau 30. Valeurs de résistance de portance.	82
Tableau 31. Paramètres de la vérification du cisaillement des chemises.	83
Tableau 32. Paramètres de la vérification du moment de flexion des chemises.	83
Tableau 33. Paramètres de la vérification du cisaillement des chemises.	85
Tableau 34. Paramètres de la vérification du moment de flexion des chemises.	85
Tableau 35. Moment $M_{xx,max}$ de la dalle.	88
Tableau 36. Ferrailage de la dalle selon M_{xx}	88
Tableau 37. Moment $M_{yy,max}$ de la dalle.	88
Tableau 38. Ferrailage de la dalle selon M_{yy}	88
Tableau 39. Armature de peau.	88
Tableau 40. Ferrailage des poutres longitudinales.	91
Tableau 41. Ferrailage adopté.	92
Tableau 42. Ferrailage des poutres transversales.	93
Tableau 43. Ferrailage adopté.	93
Tableau 44. Prix unitaire et montant globale des travaux du projet.	94
Tableau 45. Mesures de protection pour les différentes sections des pieux en acier.	110

Sommaire

INTROCUPTION GÉNÉRALE	1
I. GÉNÉRALITÉS	2
I.1. Généralités sur les ports.....	2
I.1.1. Introduction	2
I.1.2. Description d'un port	2
I.1.3. Classification des ports.....	2
I.1.4. Les navires.....	3
I.1.5. Phénomène d'agitation de courte durée	3
I.1.6. Les ouvrages extérieurs.....	4
I.1.7. Ouvrages intérieurs	7
I.1.8. Equipements d'un quai	10
I.1.9. La signalisation maritime	11
I.2.Généralités sur les pieux	16
I.2.1. Définition	16
I.2.2. Principaux types de pieux	16
I.2.3. Matériaux des pieux	17
I.2.4. Durabilité dans des conditions marines difficiles	18
I.2.5. Les problèmes rencontrés lors la réalisation des pieux	18
I.2.6. Comment réduire les risques	19
I.3. Conclusion	19
II. PRÉSENTATION DU PROJET	20
II.1. Introduction	20
II.2. Description du port d'Annaba	20
II.3. Situation graphique de la zone d'étude	20
II.4. Chenaux et voies d'accès du port	21
II.5. Acteurs principaux du projet	21
II.6. Extensions détaillées du port d'Annaba	22
II.7. Impact économique du projet	24
II.8. Conditions climato-géomorphologique	25
II.9. Critères de performance	29
II.10. Conclusion.....	29
III. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DE LA CAMPAGNE GÉOTÉCHNIQUE	30
III.1. Introduction.....	30
III.2. Contenu de la campagne géotechnique	30
III.3. Synthèse des résultats	31
III.3.1. Lithologie des sondages carottés.....	31

III.3.2. Types de sol et stratigraphie.....	32
III.3.3. Implantation des sondages et coupes lithologiques	32
III.4. Résultats des essais au laboratoire	33
III.5. Les essais in-situ	35
III.6. Paramètres caractéristiques des sols	37
III.7. Analyse des résultats de la synthèse	37
IV. ÉTUDE DE CONCEPTION DU QUAI.....	38
IV.1. Introduction.....	38
IV.2. Critères de conception retenus	38
IV.3. Variante 01 : Quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastée.....	38
IV.3.1. Avantage de la conception	39
IV.3.2. Analyse de faisabilité.....	39
IV.3.3. Coûts et délais d'exécution	39
IV.3.4. Avantages et inconvénients de la variante	40
IV.4. Variante 02 : Quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides.....	41
IV.4.1. Avantage de la conception	41
IV.4.2. Analyse de faisabilité.....	42
IV.4.3. Coûts et délais d'exécution	42
IV.4.4. Avantages et Inconvénients de la variante	42
IV.5. Variante 03 : Quai sur pieux tubulaires en acier	43
IV.5.1. Avantage de la conception	43
IV.5.2. Analyse de faisabilité.....	44
IV.5.4. Avantages et inconvénients de la variante	44
IV.5.5. Stabilité du talus de coupure	45
IV.6. Analyse multicritère des variantes de quai	47
IV.6.1. Méthodologie d'évaluation	47
IV.6.2. Pondération des critères	47
IV.6.3. Évaluation des variantes	48
IV.6.4. Résultats de l'analyse multicritère	48
IV.6.5. Choix de la variante retenue	48
V.DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATIONS DES OUVRAGES ET ÉQUIPEMENTS DE QUAI	50
V.1. Introduction	50
V.2. Pré dimensionnement du quai	50
V.3. Equipements de quai	51
V.4. Dimensionnement de la digue	54
V.5. Conclusion	59
VI. DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATIONS DE LA STRUCTURE DE QUAI	65
VI.1. Introduction.....	65
VI.2. Caractéristiques des matériaux	65

VI.2.1. Béton.....	65
VI.2.2. Armatures du béton armé.....	66
VI.2.3. Les tubes en acier.....	66
VI.3. Situations du projet	66
VI.3.3. Détermination des charges agissant sur le quai	66
VI.4. Combinaisons d’actions.....	70
VI.5. Modes de rupture possible	70
VI.5.1 Instabilité générale du site	70
VI.5.2. Etat limite de portance des pieux.....	71
VI.5.3. Rupture par insuffisance de résistance interne.....	75
VI.6. Situation durable SD.....	76
VI.7. Situation sismique SS	84
VI.8. Déplacement	86
VI.9. Dimensionnement de dalle (Quai)	87
VI.10. Ferrailage des poutres	90
I.11. Devis quantitatif et estimatif.....	94
VI.12. Conclusion	95
VII. MÉTHODOLOGIE D’EXÉCUTION ET DURABILITÉ DE L’OUVRAGE	96
VII.1. Méthodologie d’exécution.....	96
VII.1.1. Introduction	96
VII.1.2. Travaux terrestres	96
VII.1.3. Travaux maritimes	96
VII.1.4. Procédure générale de construction	96
VII.2. Exécution des travaux	103
VII.3. Durabilité de l’ouvrage.....	106
VII.3.1. La corrosion.....	106
VII.3.2. Conception d’une protection par anodes sacrificielles	107
VII.3.3. Systèmes de protection par peinture	108
VII.3.4. Conception du système de protection contre la corrosion des pieux du quai	109
VII.4. Conclusion.....	110
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	111
Bibliographie.....	112
Webographie	112
Annexes	113

INTROCUCTION GÉNÉRALE

Les transports maritimes jouent un rôle incontournable dans la mondialisation des économies et le développement des échanges internationaux grâce à leur efficacité et leur capacité à acheminer de grandes quantités de marchandises.

Les ports, intégrés dans l'infrastructure économique de l'Algérie, occupent une place essentielle en assurant la quasi-totalité des échanges commerciaux. Ils constituent ainsi un carrefour stratégique dont l'efficacité influence directement le développement économique du pays.

Le port d'Annaba constitue un acteur majeur des exportations hors hydrocarbures en Algérie. Face aux enjeux de la mondialisation, son extension devient nécessaire pour soutenir la diversification économique nationale.

Dans ce contexte, ce projet de fin d'études porte sur l'extension du Port d'Annaba. L'objectif principal de ce travail est de proposer une conception adaptée des nouvelles infrastructures portuaires, notamment un quai sur pieux, en tenant compte des contraintes géotechniques, hydrodynamiques et d'exploitation. Il s'agit également de procéder au dimensionnement de la solution retenue, en évaluant les différentes sollicitations et en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage durant toutes les phases de réalisation et d'exploitation.

L'ensemble de ces chapitres a permis d'aborder les différentes étapes nécessaires à l'étude et à la réalisation du projet d'extension du port d'Annaba à travers la conception d'un quai sur pieux. Après avoir présenté les notions générales relatives aux infrastructures portuaires et aux fondations profondes, l'étude s'est appuyée sur une analyse détaillée des caractéristiques géotechniques du site afin de définir une solution adaptée aux contraintes du projet.

Les chapitres consacrés à la conception, au dimensionnement, à la modélisation et au phasage des travaux ont permis de mettre en évidence les aspects techniques garantissant la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Enfin, les volets liés à l'exécution des travaux, à la protection cathodique et à l'étude d'impact environnemental soulignent l'importance d'une approche intégrée assurant à la fois la performance technique des infrastructures et le respect des exigences environnementales et opérationnelles.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I. GÉNÉRALITÉS

I.1. Généralités sur les ports

I.1.1. Introduction

Les ports sont devenus aujourd'hui des plateformes logistiques stratégiques qui assurent le transbordement fluide des marchandises et des passagers.

Cette évolution a conduit à une spécialisation des sites donc comprendre l'aménagement d'un port nécessite une maîtrise des notions clés qui garantissent la sécurité et l'efficacité des opérations portuaires.

I.1.2. Description d'un port

Un port maritime est un endroit abrité de l'agitation de la houle destiné à accueillir les navires de mer et a pour rôle d'offrir aux personnes et aux marchandises les conditions nécessaires à leur transbordement. Donc généralement, un port maritime est un endroit privilégié où les navires peuvent :

- Stationner (accostage et amarrage).
- Effectuer des opérations d'embarquement, de débarquement, de transbordement de passagers, de marchandises et d'avitaillement.



Figure 1. Port.

I.1.3. Classification des ports

La classification est faite en fonction des caractéristiques des ouvrages à réaliser pour la réception des navires.

Un port est en général conçu et exploité pour assurer une mission principale prédéfinie.

On distingue :

I.1.3.1. Les ports de pêche

Des ports de faible importance du point de vue trafic sont spécialisés pour la pêche. Outre l'abri qu'ils procurent aux navires, ils offrent des facilités au niveau de la commercialisation du poisson (conserveries, gare d'expédition routière et ferroviaire, entrepôts, frigos...).

I.1.3.2. Les ports de commerce

Ce sont des ports principalement destinés au trafic des passagers et des marchandises. Certains d'entre eux sont des ports spécialisés destinés au trafic d'hydrocarbures ou de minerais. Les ports de commerce polyvalents comportent de nombreuses installations différentes, de plus en plus affectées à des activités individualisées, destinées à assurer des trafics spécialisés (conteneurs, rouliers, pétroliers, minéraliers.).

I.1.3.3. Les ports de plaisance

Le développement des loisirs maritimes a entraîné la création de ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance. Les usagers y trouvent des magasins, parkings, club-house, ...

I.1.3.4. Les ports militaires

Le port militaire est un port qui permet de stationner les navires de guerre et qui comporte un bassin de dimensions assez grandes pour permettre la rapidité de mouvement lors d'une intervention.

I.1.4. Les navires

I.1.4.1. Les navires à passagers

Ils sont des navires destinés pour le transport de voitures et de camions en même temps que celui des passagers, tel que les navires de croisières, les paquebots, les bacs etc.

I.1.4.2. Les navires pour unités de charge

Ce sont généralement les navires porte-conteneurs, les navires rouliers, les vraquiers et les vraquiers liquides.

I.1.5. Phénomène d'agitation de courte durée

I.1.5.1. La houle

La houle correspond à un ensemble de vagues s'étendant sur des dizaines voire plusieurs centaines de kilomètres. Elle est définie selon deux paramètres : sa hauteur (en mètres) et sa direction. La houle dépend entièrement du vent, elle est donc plus ou moins importante en fonction de la force du vent et du fetch.

I.1.5.2. Fetch

Distance parcourue par le souffle du vent sur un plan d'eau sans rencontrer d'obstacle depuis l'endroit où il est créé (plus le fetch est important, plus la hauteur des vagues sera grande).

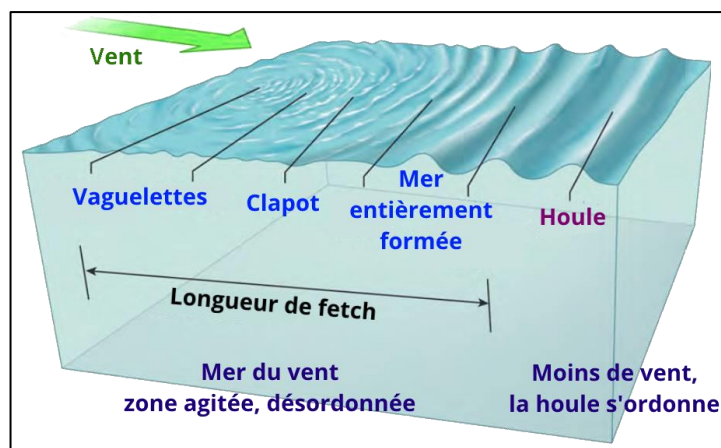


Figure 2. Le fetch.

I.1.5.3. Composantes de la houle

La houle est souvent associée à une sinusoïde alors qu'en réalité il s'agit d'un phénomène qui n'est pas périodique. Elle se caractérise par une hauteur mesurée de la crête au creux, ainsi deux dorsales rapprochées, ou deux creux, correspondent à une longueur d'onde (λ). L'amplitude crête à creux correspond à la moitié de la hauteur. Les ondes engendrées par le vent sont amplifiées au cours de leur propagation par la perte des composantes les plus courtes. Il s'agit d'un bon indicateur de l'intensité et de la taille de la tempête qui a engendré la houle.

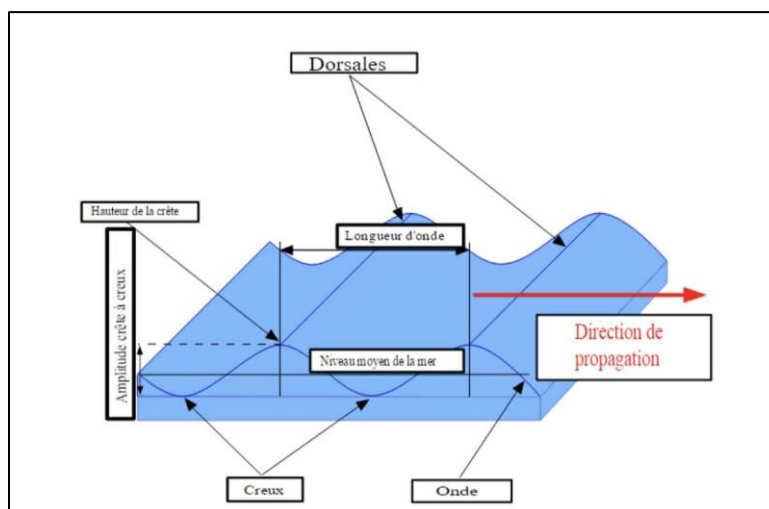


Figure 3. Composantes de la houle.

I.1.6. Les ouvrages extérieurs

I.1.6.1. La digue

Ouvrage de protection des zones portuaires contre la houle et les courants. Elle est en général constituée d'un noyau en tout venant, recouvert par des couches d'enrochements ou des blocs préfabriqués en béton de forme parallélépipédique ou des tétrapodes(carapace). Elle est surmontée généralement d'une dalle en béton qui facilite la circulation sur l'ouvrage (couronne). Une digue, selon sa conception, peut être accostable, insubmersible ou partiellement submersible.



Figure 4. Digue.

Il existe 4 grandes catégories de digues portuaires :

- **Digues à talus**

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

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

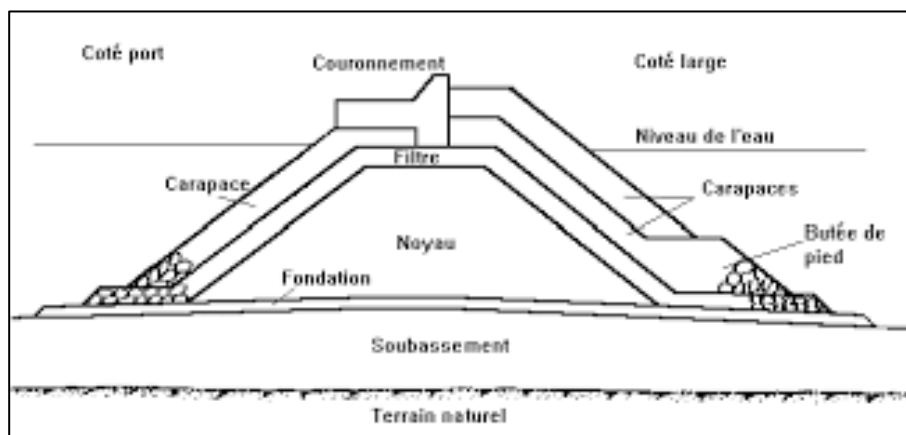


Figure 5. Digue à talus.

- **Digues verticales**

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

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

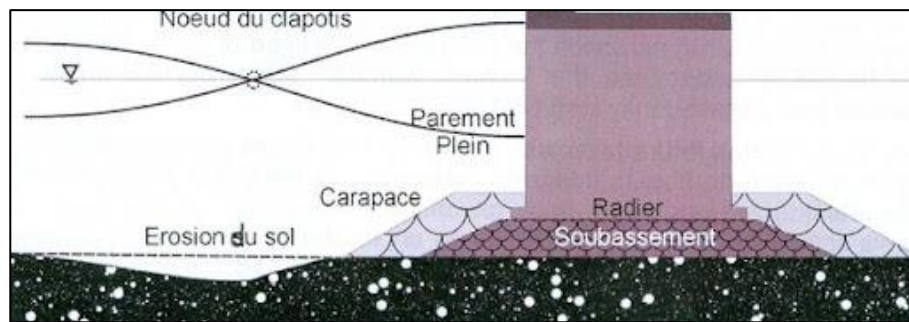


Figure 6. Digue verticale.

- **Digues avec écran et pieux**

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

- **Digues flottantes**

Les petites digues flottantes peuvent être envisagées pour la protection de ports de plaisance peu exposés ou lorsque les exigences d'exploitation le permettent.

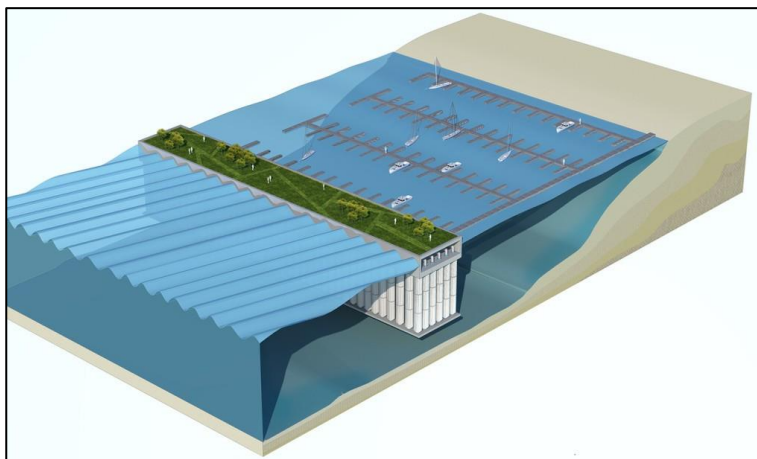


Figure 7. Digue flottante.

I.1.6.2 Jetée

Une jetée est un ouvrage maritime relié au rivage et s'avancant en mer, dont les deux côtés sont en contact avec l'eau. Elle permet d'assurer l'accès depuis la terre vers des zones d'eaux plus profondes, facilite l'accostage des navires et contribue à la protection du port contre l'action de la houle et des courants.

On trouve dans un port deux types de jetées :

- La jetée principale.
- La jetée secondaire.



Figure 8. Jetée.

I.1.7. Ouvrages intérieurs

Les ouvrages d'accostage sont des ouvrages maritimes qui servent d'appui aux navires pour qu'ils accostent dans le port afin d'effectuer des opérations de transbordement ou de transfert de marchandises, d'armement, de réparation...

I.1.7.1. Les appontements

Les appontements sont des quais non attenants au terre-plein, utilisés pour le chargement/déchargement de fluides par tuyauterie ou pour le stationnement d'embarcations légères. Ils se composent de dalles sur pieux ou de structures flottantes.

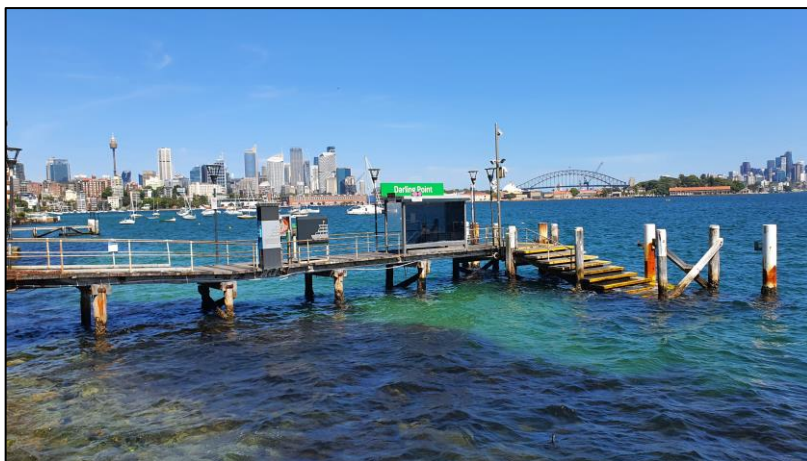


Figure 9. Appontement.

I.1.7.2. Ducs d'albe

Les ducs-d'Albe sont des structures composées de tubes ou de caissons en béton, ancrés dans le sol marin et équipés de défenses pour absorber l'énergie des chocs. Leur conception prend en compte les contraintes statiques et dynamiques liées à l'accostage.

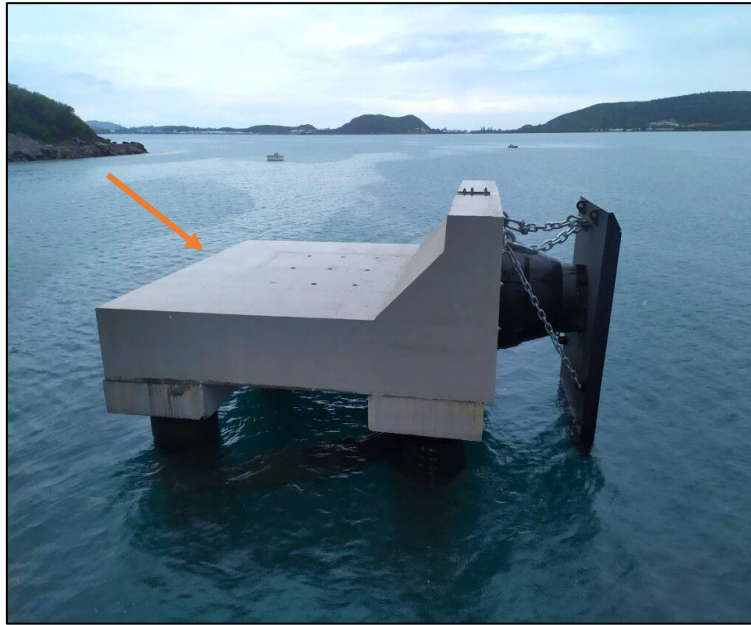


Figure 10. Duc d'albe.

I.1.7.3. Les quais

Ouvrages servant à l'accostage et amarrage des bateaux. La fonction principale pour laquelle ils ont été conçus est souvent le chargement et le déchargement de passagers ou de marchandise. De la même façon, les quais remplissent souvent une fonction secondaire implicite : le soutènement des terres en arrière du front de quai. Dans le cas des quais sur pieux le soutènement peut se trouver en arrière de la plate-forme, ou être constitué d'un talus sous la plate-forme.



Figure 11. Quai.

Un quai peut être :

- Massif, en béton coulé en place, en paroi moulée ou constitué de blocs ou de caisson en béton préfabriqué.

- Sur appui, constitué d'une plateforme en béton armé reposant sur des piles et des pieux en béton armé.

- **Quais en caissons échoués ou havés**

Les caissons sont constitués d'une ou plusieurs cellules verticales en béton armé ou précontraint ; ils sont préfabriqués partiellement ou totalement, amenés en flottaison sur le site et disposés en continu sur l'alignement du quai, puis remplis de sable compacté par vibration ou de tout-venant, avant d'être sollicités par la poussée des remblais arrière.

Les caissons peuvent aussi être mis en place écartés les uns des autres, pour constituer un front d'accostage discontinu et servir de support à une plate-forme nervurée en béton pour la circulation des engins de manutention.

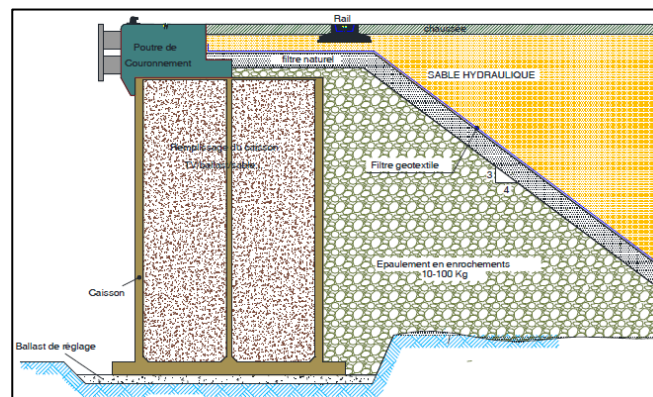


Figure 12. Quai en caisson.

- **Quais fondés sur pieux**

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante.

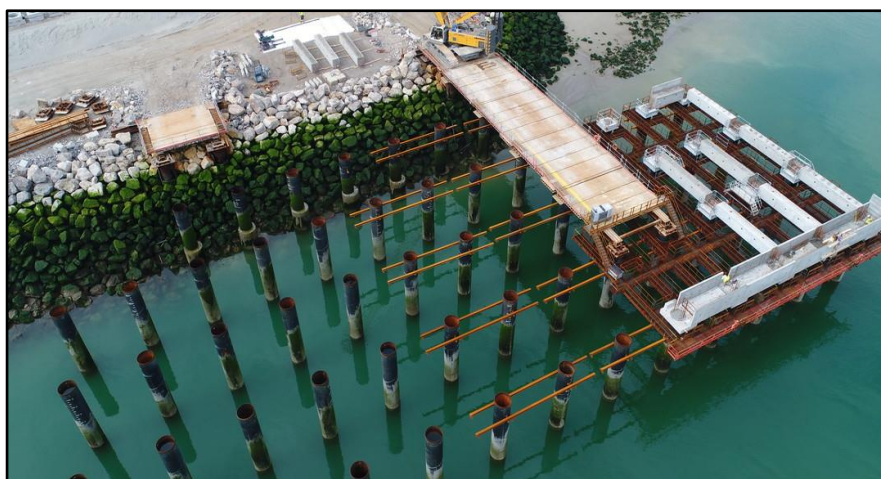


Figure 13. Quai sur pieux.

I.1.8. Equipements d'un quai

I.1.8.1. Les bollards

Les bollards sont des équipements métalliques fixés sur le quai permettant l'amarrage des navires. Ils assurent la stabilité du navire durant les opérations portuaires telles que le chargement, le déchargement ou l'accostage.

Les bollards sont dimensionnés en fonction des efforts transmis par les navires et existent sous plusieurs formes : bollards à tête simple, double tête, en T ou en champignon. Leur résistance dépend principalement du tonnage des navires et des conditions d'exploitation du port.



Figure 14. Bollard.

I.1.8.2. Les défenses portuaires

Les défenses portuaires sont des dispositifs installés sur les quais afin d'absorber l'énergie générée lors du contact entre le navire et le quai pendant les manœuvres d'accostage, elles ont pour rôle principal de protéger à la fois la structure du quai et la coque du navire contre les chocs.

Les défenses sont fabriquées en caoutchouc, en élastomère ou en matériaux composites et se présentent sous différentes configurations selon les besoins du port : cylindriques, coniques ou pneumatiques.

Le choix des défenses dépend principalement des dimensions des navires, de l'énergie d'accostage, des conditions environnementales et des caractéristiques de l'ouvrage portuaire.



Figure 15. Défense.

I.1.8.3. Les échelles de quai

L'échelle de quai constitue un dispositif essentiel des infrastructures portuaires, assurant une liaison sécurisée entre le niveau de l'eau et le quai. Elle contribue à la sécurité des usagers en facilitant les opérations d'accès, d'inspection et d'intervention, tout en offrant un moyen de secours en cas de chute à l'eau. Conçue à partir de matériaux adaptés aux contraintes du milieu marin, elle garantit des performances durables et conformes aux exigences de sécurité.

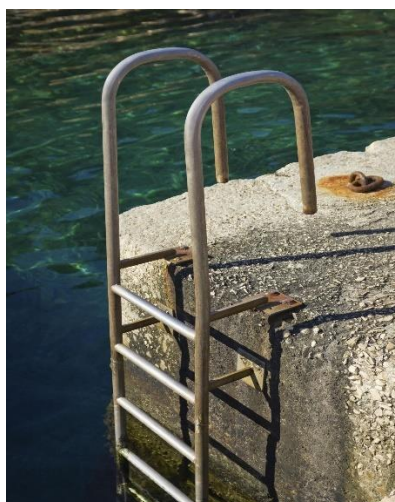


Figure 16. Echelle de quai.

I.1.9. La signalisation maritime

La signalisation maritime est un service public assuré aux citoyens, usagers de la mer, navigateurs professionnels et plaisanciers. Les aides à la navigation, lumineuses (phares, feux), visuelles (bouées...) ou radioélectriques (bouées radars, systèmes de navigation par satellite). Elles leur permettent de se positionner, de se repérer en mer et à l'entrée des ports.

I.1.9.1 Types de Signalisation Maritime

I.1.9.1.1. Balises

Le balisage maritime désigne l'ensemble de marques et balises situées au voisinage des côtes et indiquant : les dangers isolés ou invisibles et la limite des eaux seines.

Ces marques permettent aux navigateurs de se positionner par rapport au danger et de naviguer en toute sécurité.

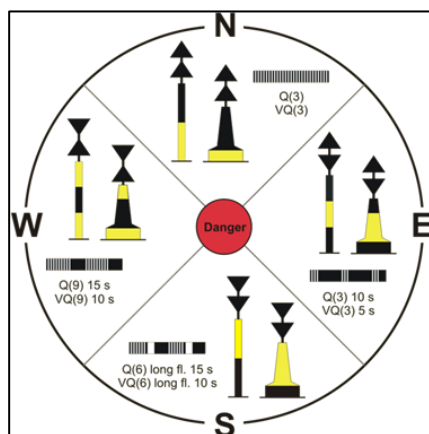


Figure 17. Balises.

I.1.9.1.2. Bouées

Les bouées de navigation marine sont des dispositifs flottants utilisés pour guider les bateaux sur l'eau et fournir des informations importantes pour la navigation. Elles existent sous plusieurs formes et peuvent avoir des significations spécifiques.



Figure 18. Bouées.

I.1.9.1.3 Les phares

Un phare est un système de signalisation employé dans le domaine maritime, il permet aux navires de repérer la position des zones dangereuses se trouvant près des côtes, ainsi que les ports maritimes.



Figure 19. Phare.

I.1.9.1.4. Les feux maritimes

Saigneux lumineux permettent de se repérer surtout la nuit.

Signaux régissant le trafic portuaire recommandés		
Feux à éclats		
Danger grave : tous les navires doivent stopper ou se dérouter en fonction des instructions reçues.		Des signaux auxiliaires peuvent être ajoutés en tant que besoin, ils seront normalement placés à droite de la colonne portant le message principal et n'utilise normalement que des feux blancs ou jaunes.
Feux fixes ou a occultations lentes		
Les navires ne doivent pas passer.		

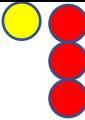
Les navires peuvent passer : Trafic à sens unique.		Des signaux auxiliaires peuvent être ajoutés en tant que besoin, ils seront normalement placés à droite de la colonne portant le message principal et n'utilise normalement que des feux blancs ou jaunes. Il convient de se renseigner dans la documentation nautique ou directement au près du service du trafic maritime (VTS).
Les navires peuvent passer trafic à double sens.		
Un navire ne peut passer que s'il a reçu les instructions spéciales l'y autorisant.		
Signaux et messages d'exemption		
Les navires ne doivent pas passer sauf hors chenal.		
Les navires ne doivent pas passer sauf instructions spéciales ou hors chenal.		

Tableau 1. Signalisation des accès et plans d'eau des ports.

I.1.9.1.5. Marques de jour

Une marque de jour est un signal visuel réglementaire, généralement de forme géométrique et de couleur noire, que certains navires sont tenus d'arborer entre le lever et le coucher du soleil afin d'indiquer leur statut, leur condition ou leur activité particulière.

Les marques de jour permettent aux autres usagers de la mer d'identifier la situation opérationnelle d'un navire (au mouillage, échoué, en capacité de manœuvre restreinte, en train de pêcher...) et d'adapter leur route en conséquence afin de prévenir tout risque d'abordage.

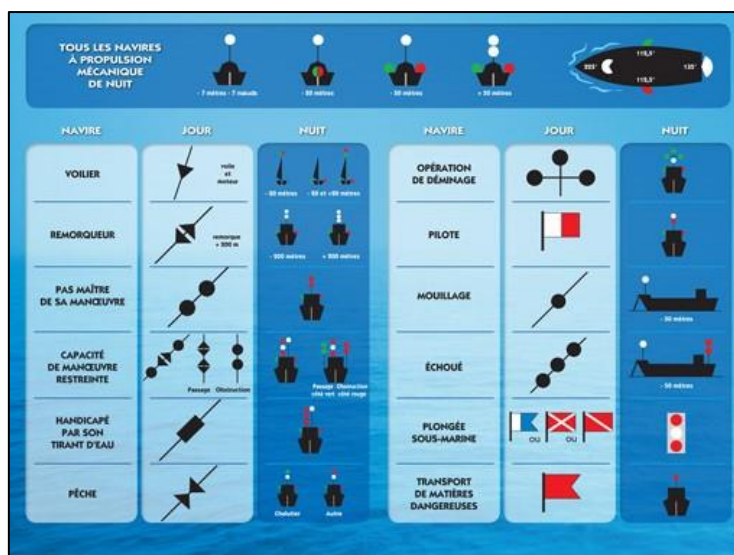


Figure 20. Marques de jour.

I.1.9.1.6. Les signaux sonores

Les signaux sonores (sifflet, trompette, corne de brume) permettent d'expliciter clairement la manœuvre à un autre bateau. Ils sont divisés en deux catégories.

- Signaux sonores de manœuvre et d'avertissement. Ils doivent être utilisés uniquement dans le cas de la propulsion mécanique. Les signaux lumineux doivent être synchronisés sur les signaux sonores.
- Signaux sonores utilisés par visibilité réduite (brume intense, brouillard). Ils permettent aux autres bateaux d'identifier le type de navire et (ou) son activité.

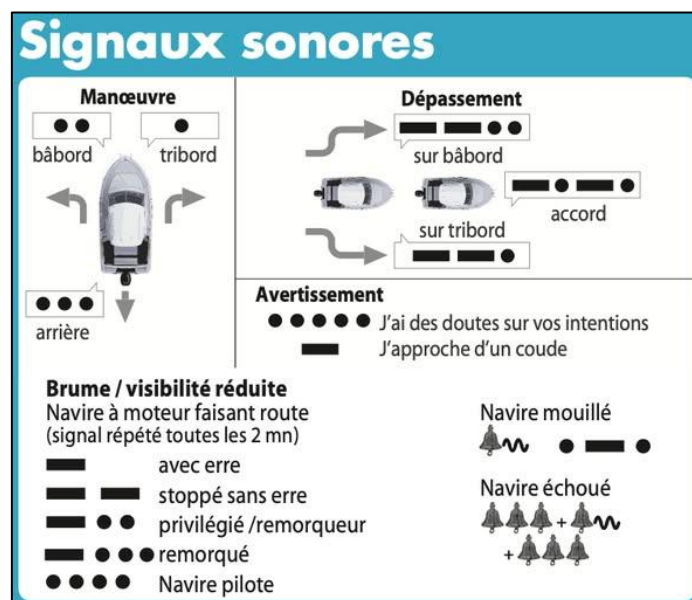


Figure 21. Signaux sonores.

I.2. Généralités sur les pieux

En raison de nombreuses contraintes d'origine naturelle ou artificielle, les constructions sont réalisées sur des sols de plus en plus médiocres et contigus à des ouvrages existants. Afin d'y pallier, de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols se sont développées ces dernières années, dont les pieux.

I.2.1. Définition

Les pieux sont, d'après le D.T.U, des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m, voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle, les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1.60 m, voire plus, l'autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygones et des rectangles.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur (D) du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique (De).

Cette valeur de (De) tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.

I.2.2. Principaux types de pieux

Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu :

On distinguera essentiellement :

- Les pieux colonnes : ils sont fichés dans une couche résistante et travaillant en pointe.
- Les pieux flottants : ils sont placés dans les sols homogènes et des caractéristiques mécaniques constantes. Ces pieux transmettent essentiellement leur charge par frottement latéral.
- Les pieux flottants à la base : sont des pieux travaillant à la fois en pointe et au frottement latéral dans une ou plusieurs couches et caractéristiques géotechniques convenables.

Classification avec ou sans refoulement du sol :

- Pieux battus : sont également appelés pieux de déplacement, car leur installation déplace un volume de sol équivalent à celui du pieu battu. Ils permettent d'accroître efficacement la capacité géotechnique en déplaçant le sol autour de leur axe et en le compactant à leur extrémité lors de l'installation.

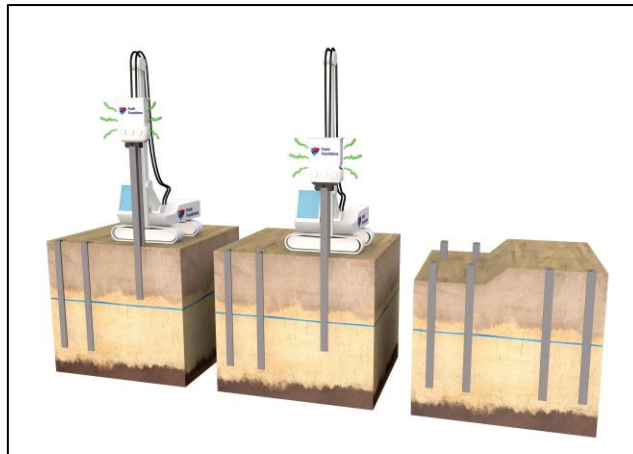


Figure 22. Pieux battus.

- Pieux forés : ce type de pieux est installé en forant un trou vertical dans le sol, puis en le remplissant de béton frais. Ils peuvent être en béton simple ou armé. Leur installation peut nécessiter la mise en place d'un tube d'acier temporaire servant de coffrage pour prévenir l'érosion et le colmatage du forage.

Ils sont couramment utilisés dans les systèmes de fondation supportant des charges structurelles importantes et sont également privilégiés dans les sols instables et difficiles, tels que les sols cohésifs et abrasifs, ainsi que sur les chantiers où le dégagement vertical est limité et où les vibrations excessives sont proscrites.

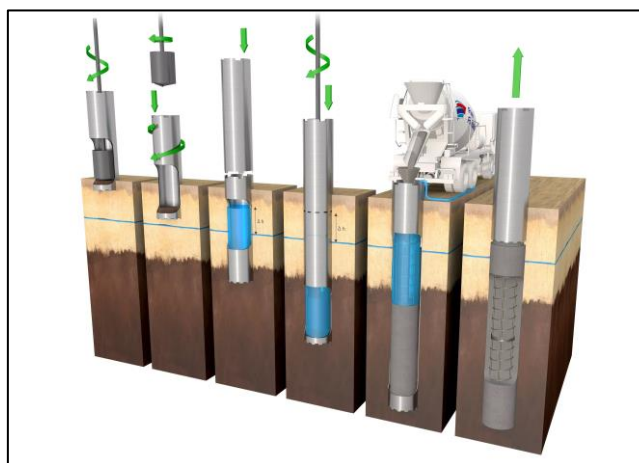


Figure 23. Pieux foré.

I.2.3. Matériaux des pieux

I.2.3.1. Pieux en béton armé

Les pieux en béton peuvent être réalisés soit par préfabrication, soit par coulage en place. Les pieux préfabriqués sont mis en œuvre par battage ou fonçage dans le sol, tandis que les pieux coulés en place sont exécutés après forage d'un trou qui est ensuite rempli de béton frais. Ils servent d'éléments de fondation pour presque tous les types de structures, notamment dans les zones où la corrosion est bien présente.

Les pieux en béton pleins ont généralement une section transversale circulaire ou rectangulaire. Les pieux en béton creux, ou pieux rotatifs, ont une forme annulaire et des parois plus fines.

I.2.3.2. Pieux en acier

Les pieux en acier, qu'ils soient constitués de profilés en I ou de tubes creux, sont généralement installés par battage ou vibrofonçage. Grâce à leur faible section et à leur résistance élevée, ils peuvent être enfoncés à de grandes profondeurs avec une résistance réduite du sol. Leur facilité de soudage permet également d'ajouter des rallonges lorsque nécessaire. Ils peuvent être mis en œuvre avec une extrémité ouverte ou fermée selon les exigences du projet.

I.2.3.3. Pieux en bois

Bien que conçus pour supporter des charges minimales et avoir une durée de vie plus courte, les pieux en bois présentent l'avantage d'être disponibles dans les régions isolées et d'être moins coûteux.

I.2.4. Durabilité dans des conditions marines difficiles

Les pieux en acier offrent des avantages de coût mesurables au fil du temps : maintenance réduite avec des revêtements appropriés et une protection contre la corrosion, ils nécessitent moins de retouches et d'inspections par rapport au bois ou au béton.

Les pieux en bois se dégradent. Le béton peut se fissurer. L'acier, lorsqu'il est protégé, dure. Cela signifie moins de perturbations, moins de reconstructions et moins de surprises budgétaires.

Les pieux en acier sont compatibles avec les marteaux vibrants, les perceuses rotatives et les visseuses à percussion. Leur forme uniforme et leur comportement prévisible réduisent le temps d'installation et les coûts de main-d'œuvre.

I.2.5. Les problèmes rencontrés lors la réalisation des pieux

- L'erreur d'implantation concerne tous les pieux, voire tous les systèmes de fondations. Il faut considérer l'erreur d'implantation en plan mais aussi en nivellement.
- Le risque de faux-refus : en cas de présence de blocs ou bancs durs discontinus, on risque d'arrêter le battage trop tôt et de ne pas atteindre la profondeur et la portance voulues.
- La détérioration de la tête des pieux se produit lorsque le « mouton » vient appuyer sur la tête du pieu. Il existe alors un risque de détérioration de la tête du pieu.
- La corrosion trouve son origine dans l'absence de protection du béton/acier en milieu ambiant agressif, salin, eaux chargées chimiquement ou organiquement.
- La casse des pieux en cas d'utilisation trop précoce des pieux en béton préfabriqués sur le chantier.

I.2.6. Comment réduire les risques

- Prévoir les moyens nécessaires et adéquats à la taille et l'environnement de l'opération.
- La réalisation des missions géotechniques enchaînées selon les normes.
- Une bonne connaissance du contexte hydrogéologique.
- Une bonne coordination de chantier, un contrôle rigoureux du bétonnage.

I.3. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les généralités relatives aux ports et aux ouvrages portuaires. Il a également mis en évidence le rôle essentiel des pieux dans la réalisation des ouvrages sur sols compressibles. Ces éléments constituent la base nécessaire à la compréhension et au dimensionnement des structures portuaires. Ils seront approfondis dans les chapitres suivants consacrés à l'étude et au dimensionnement du quai.

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET

II. PRÉSENTATION DU PROJET

II.1. Introduction

Le projet d'extension du quai phosphatier du port d'Annaba représente une opération majeure visant à renforcer les infrastructures dédiées au traitement et à l'exportation des produits minéraliers. Le présent chapitre est consacré à la présentation générale du projet, à sa localisation ainsi qu'aux principales caractéristiques de la zone d'étude.

II.2. Description du port d'Annaba

Le Port de Annaba joue un rôle très important dans les transactions internationales vu sa place et sa position géographique excellente. Aujourd'hui le 1^{er} port d'Algérie en matière d'exportation hors hydrocarbures et 05^{ème} port en termes de conteneurs.

Son champ d'influence s'étend sur douze wilayas du pays où sont situées des zones industrielles à fort potentiel de développement et des ressources naturelles tels que les mines de fer, de phosphates et les champs pétroliers.

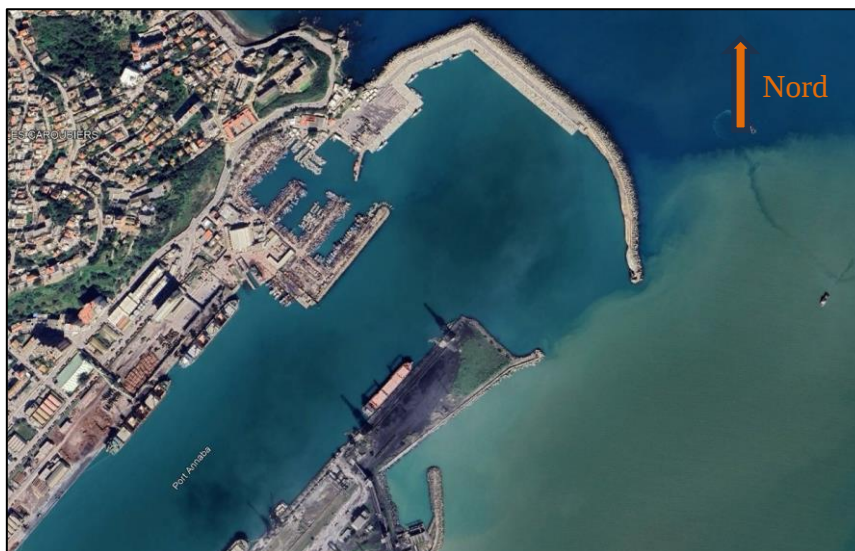


Figure 24. Vue en plan du port de Annaba.

II.3. Situation graphique de la zone d'étude

Le golfe d'Annaba est une vaste baie ouverte sur la Méditerranée, définie par deux points géographiques majeurs le Cap de Garde (ou Ras El Hamra) à l'ouest et le Cap Rosa à l'est.

Le port est implanté au sud-ouest de ce golfe, à l'extrémité est du pays. Ses coordonnées géographiques précises sont 36° 54' 11" de latitude Nord et 07° 47' 03" de longitude Est.

La limite sud de la zone portuaire est marquée par l'influence de deux cours d'eau importants :

- L'Oued Seybouse.
- L'Oued Boudjimah.

II.4. Chenaux et voies d'accès du port

Avant-port : par une passe de 245 ml de largeur et 15 ml de profondeur.

Grande darse : par la passe « Babayaud » de 250 ml de largeur et 13,5 ml de profondeur.

Petite darse : par la passe « Cigogne » de 183 ml de largeur et 12,5 ml de profondeur.

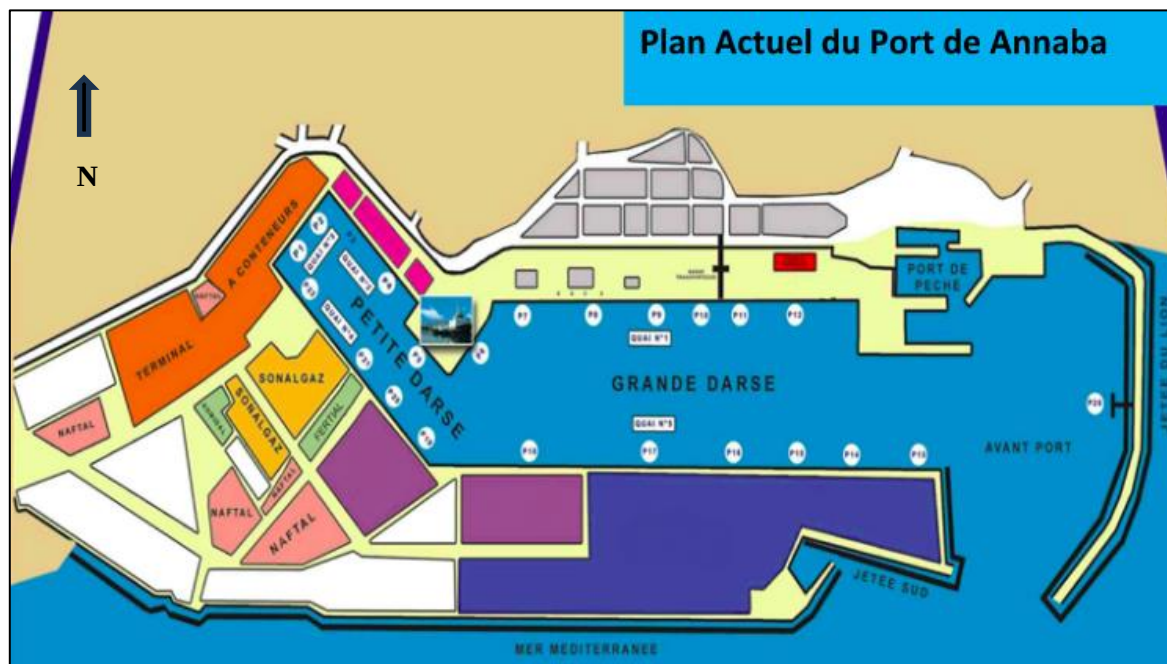


Figure 25. Chenaux et voies d'accès du port.

II.5. Acteurs principaux du projet

Dans le cadre du projet d'extension du port d'Annaba pour la réalisation d'un quai minéralier, L'Agence Nationale de Réalisation des Infrastructures Portuaire (ANRIP) a attribué le contrat de réalisation au Groupement GCCM (Groupement de CHINA HARBOUR ENGINEERING COMPANY LTD (CHEC), COSIDER TP et MEDITRAM) sachant que l'étude de conception initiale avait été réalisée par le Bureau d'Études LEM.

Ces trois entités occupent des rôles distincts mais complémentaires :

- **L'ANRIP** agit en tant que maître d'ouvrage délégué. Elle est responsable de la validation des choix techniques et financiers.
- **CHEC** est une entreprise de réalisation et est le chef de file. Ses actions spécifiques sont :
 - Les investigations supplémentaires sur le sol de fondation en août 2024.
 - La conception et recommandation de différentes alternatives structurales pour les murs de quai.

- **COSIDER TP** est une entreprise algérienne de réalisation membre du groupement GCCM, aux côtés de CHEC et de MEDITRAM. Son rôle et ses responsabilités au sein du projet sont les suivants :
 - La participation à la mise en œuvre globale du projet et à l'analyse des alternatives structurelles pour répondre aux défis techniques.
 - La collaboration avec ses partenaires pour l'évaluation de la faisabilité technique et financière des différentes options de construction.
- **MEDITRAM** est une entreprise algérienne de réalisation et une partie prenante du projet.

II.6. Extensions détaillées du port d'Annaba

Le projet d'extension du port d'Annaba « Réalisation d'un quai minéralier » comprend principalement les travaux suivants :

- **Construction d'un nouveau quai de 1 600 mètres** de longueur le long du rivage.
- **Construction d'une nouvelle jetée de 1400 mètres** comme suit :
 - Prolongement de l'extrémité de l'ancienne jetée du Lion conçue pour abriter les installations des sollicitations de la houle.
 - Implantée à environ 14 mètres de profondeur, intégrant une zone de transition de 80 mètres pour assurer la liaison avec la structure existante.
- **La réalisation d'une digue de protection** mi- immergée tout le long du quai pour la protection du remblai hydraulique ci-après description de sa structure :
 - La digue repose sur un noyau constitué de Tout-Venant de Carrière pour résister à l'énergie des vagues, la carapace est protégée avec des blocs de béton de type BCR. Cette protection est complétée par des couches d'enrochements naturels. Voir détail plus bas.
 - Une amélioration du sol par le jet grouting a été effectuée sous la digue, la description détaillée de cette solution est présentée ultérieurement.
- **Dragage** à une profondeur moyenne de – 16 m, totalisant un volume de matériaux d'environ 13 millions de m³ :
 - La tranchée de la fondation du prolongement de la jetée du Lion.
 - La tranchée de la fondation du nouveau quai minéralier.
 - Le bassin portuaire.
 - Le chenal d'accès au port.

- **Création d'un terre-plein** d'environ 91,5 hectares, incluant :
 - Une zone de rejet et une zone de dépôt côtier d'une superficie de 15,1 hectares, ainsi qu'une nouvelle plateforme de travail de 21,4 hectares, extensions comprises.
 - Un terre-plein arrière-quai de 55 hectares, fermé par une digue de 295 m, avec une emprise d'environ 1 600 m de longueur et 300 m de largeur. Une amélioration du sol est prévue sur près de 50 hectares afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

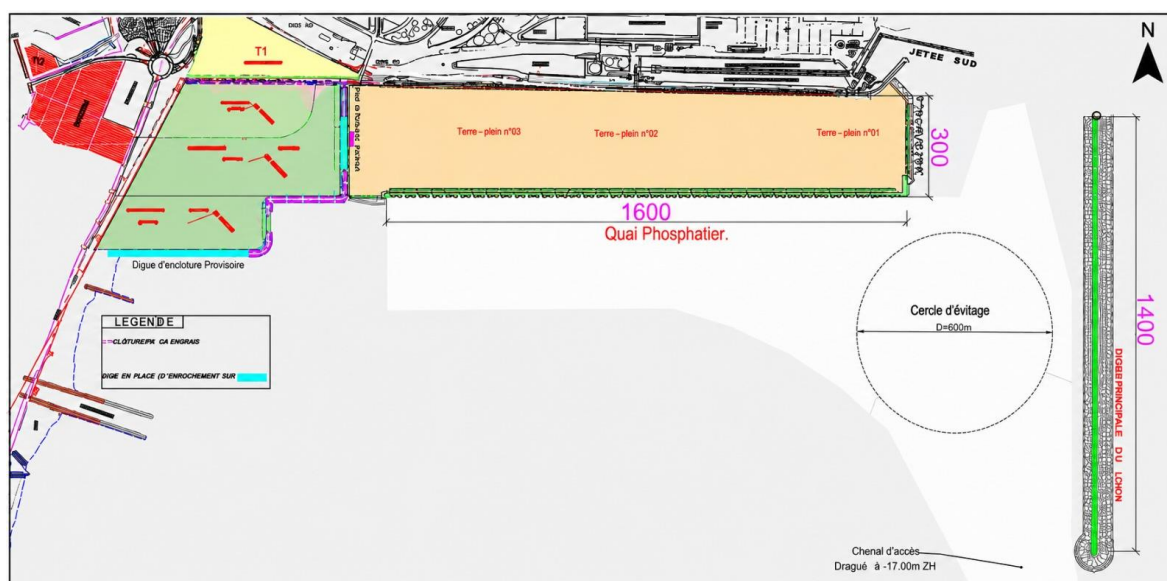


Figure 26. Plan de masse.

Après une étude de marché, les carrières d'enrochement autour du projet sont riches en ressources et disposent de spécifications complètes. Les besoins du projet sont estimés à environ 1 800 000 m³ de matériaux rocheux, répartis entre le noyau de la digue, les différentes classes d'enrochements et les blocs spéciaux. Bien que les carrières de la région d'Annaba, Skikda et Guelma affichent une capacité nominale de 1,5 à 2,4 Mt/mois, cette capacité reste théorique et ne peut être entièrement affectée au projet en raison de l'approvisionnement simultané d'autres chantiers, des contraintes d'exploitation des carrières et des limitations logistiques. Par conséquent, la capacité réellement mobilisable peut s'avérer insuffisante pour assurer un approvisionnement continu et respecter le planning d'exécution du projet.

La direction du projet procédera à une inspection détaillée des ressources de la carrière, préparera un plan d'approvisionnement spécial pour une catégorie d'enrochement et adoptera des méthodes de l'exploitation et d'achat pour garantir l'intensité de l'approvisionnement en enrochement pour le projet.

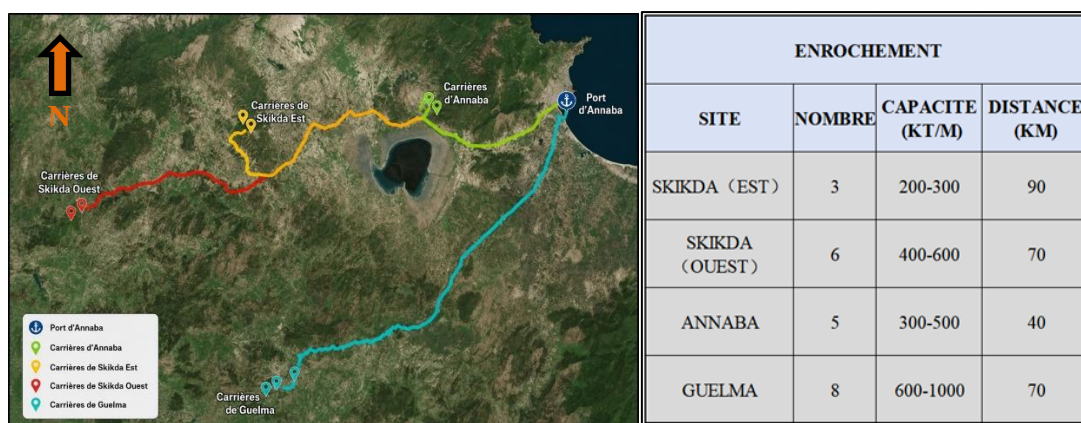


Figure 27. Plan de localisation des carrières autour du projet.

II.7. Impact économique du projet

L'impact économique de l'extension du port d'Annaba s'articule autour de plusieurs axes stratégiques visant à transformer durablement l'économie algérienne. Le projet est présenté comme un pilier fondamental pour libérer le pays de sa dépendance aux hydrocarbures. En investissant dans des infrastructures capables de soutenir l'industrie minière, l'Algérie cherche à passer de 7 à 13 milliards de dollars d'exportations hors hydrocarbures d'ici 2030 et de diversifier ses sources de revenus tout en s'intégrant plus solidement dans les chaînes de valeur mondiale.



Figure 28. Exportation internationale du port d'Annaba.

II.7.1. Une chaîne logistique intégrée mine–rail–port

L'extension du port de Annaba ne peut être dissociée de la réalisation de la ligne minière Est Annaba–Bled El Hadba, un axe ferroviaire stratégique de 422 km reliant le port aux gisements de phosphate de la wilaya de Tébessa. Cette ligne traverse notamment les wilayas de Souk Ahras, Guelma et Skikda, constituant l'épine dorsale logistique du projet intégré du phosphate.

II.7.2. Compétitivité internationale

L'accostage de navires géants de 80 000 tonnes et le traitement d'environ 10 millions de tonnes par an de phosphate et de matières phosphatées transportées via la ligne ferroviaire minière Est. Renforçant ainsi la position de l'Algérie sur les marchés méditerranéens et la compétitivité du produit algérien sur les marchés internationaux.

II.7.3. Création d'une filière intégrée et valeur ajoutée

L'impact économique repose sur la cohérence du Projet Phosphate Intégré (PPI), qui relie l'extraction minière à Tébessa, la transformation industrielle (engrais et acide phosphorique) et l'exportation via le port d'Annaba. Cette stratégie vise à générer de la valeur ajoutée sur le territoire national par la transformation locale plutôt que par l'exportation de minerai brut. Le raccordement ferroviaire moderne est essentiel pour réduire les coûts de transport et améliorer la rentabilité de toute la chaîne nationale du phosphate.

II.7.4. Efficacité opérationnelle

L'investissement de plus de 40 milliards de dinars en 2025 pour la modernisation des équipements (portiques, grues haute capacité) doit positionner l'Algérie comme un hub logistique majeur en Méditerranée.

II.7.5. Retombées sociales et développement territorial

La livraison du quai minéralier est prévue à l'horizon 2026. A terme, le projet devrait générer près de 500 emplois directs durant la phase de construction, auxquels s'ajouteront des centaines d'emplois indirects dans les secteurs du transport, de la logistique, de l'industrie chimique et du commerce extérieur pour atteindre 2075 emplois.

En reliant les mines aux usines et les usines aux ports, ces deux projets complémentaires incarnent une vision. Une vision d'un pays qui investit dans ses richesses naturelles, qui les valorise par la transformation locale et qui les inscrit dans une dynamique d'exportation compétitive.

II.8. Conditions climato-géomorphologique

II.8.1. Condition météorologique

II.8.1.1. Température

L'analyse des données de températures des stations du cap de Garde et d'Annaba port pour une période de 25 ans (1913-1938) montre que l'année peut se diviser en 2 périodes.

- Une période froide de novembre à avril avec une température moyenne inférieure de 4.5°C à la moyenne annuelle.
- Une période chaude de mai à octobre avec une température moyenne supérieure de 4.6°C à la moyenne annuelle.

II.8.1.2. Vent

Suite aux observations établis par S.S.M.O entre 1963 et 1970, il a été conclu que :

- Pour la période hivernale : le secteur Ouest à Sud-ouest caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 26 km/h.
- Pour la période estivale : le secteur Est à Nord-est caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 21.5 km/h.

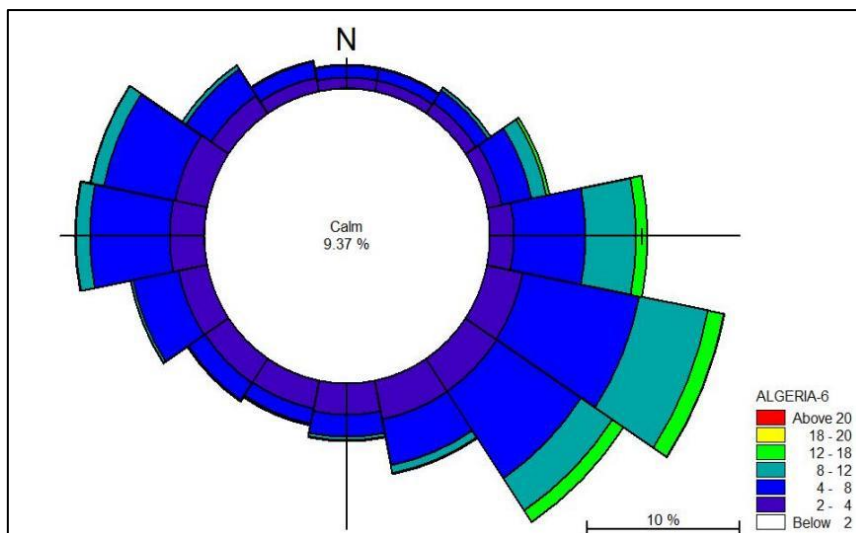


Figure 29. Rose des vents de la zone.

II.8.1.3. Conditions sismiques

Selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 /version 2008, Annaba est située dans la Zone II a : zone à sismicité moyenne. Ainsi, l'ouvrage est considéré comme étant : Groupe 1.

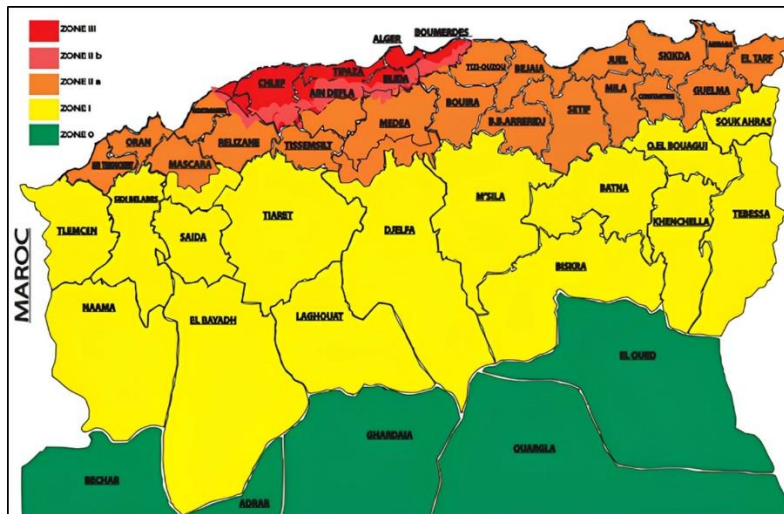


Figure 30. Zone sismique de l'Algérie.

II.8.2. Condition hydrologique.

La marée et les variations du niveau marin :

La marée sur la côte algérienne, elle est très faible, avec une amplitude de l'ordre de quelques centimètres (environ 20 à 30 cm). La surcote exceptionnelle est généralement d'environ 1 m par rapport au NGA.

Les niveaux d'eau de conception sont indiqués ci-dessous :

- Niveau haut d'eau de conception : 1.00m ZH (+0.66m NGA).
- Niveau bas d'eau de conception : 0.00m ZH (-0.34m NGA).

II.8.2.1. Conditions de la mer

Les paramètres de conception des houles pour les structures abritées adopteront les données de houle fournies dans le tableau :

Pour plus de détails sur les stations voir annexe 1

Direction de la houle	N° du test	Occurrence de la houle	Hs a -16m (m)		Hs (m) devant la jetée (museoir)	Hs (m) cercle d'évitage	Hs (m) agitation près du quai phosphatier							
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nord 70°	1	Annuelle Hs=1.00m Tp=6.0s	1.06	1.04	0.9	0.23	0.18	0.21	0.25	0.34	0.46	0.28	0.26	0.26
	2	Annuelle Hs=2.60m Tp=8.0s	2.70	2.70	2.45	0.42	0.29	0.55	0.54	0.75	0.95	0.91	0.80	0.69
	3	Annuelle Hs=4.20m Tp=9.43s	4.28	4.32	3.96	0.63	0.46	0.71	0.75	1.02	1.58	1.40	1.39	1.66
	4	Décennale Hs=5.40m Tp=11.40s	5.44	5.32	4.69	0.83	0.66	1.07	1.08	1.37	1.95	1.72	2.51	2.96
	5	Centennale Hs=6.75m Tp=12.48s	6.55	6.99	5.83	0.98	0.91	1.23	1.13	1.57	2.15	2.37	2.77	2.86

Tableau 2. Résultats d'agitation (Hs) du quai phosphatier d'Annaba.

Les vagues côtières proviennent principalement du nord. La majorité présente des hauteurs faibles à modérées, les vagues supérieures à 2,2 m étant rares. Les conditions maritimes du site sont globalement favorables à la réalisation du projet.

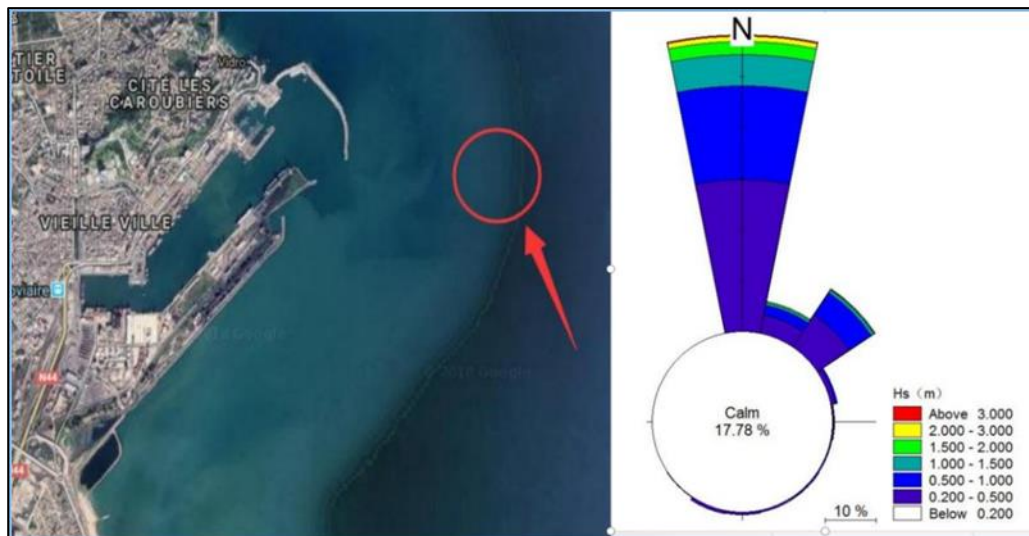


Figure 31. Le schéma des vagues pour le port d'Annaba.

II.9. Critères de performance

II.9.1. Navire de projet

Les principales caractéristiques du navire de projet sont les suivants :

- Type de navire : 80,000 DWT vrac au chargement.
- Longueur : 260 m.
- Largeur : 35 m.
- Tirant d'eau : 14 m.

Ce navire nécessite un cercle d'évitage de 600 m de diamètre avec un tirant d'eau de 17m, lui permettant de réaliser ses manœuvres d'évolution et de retournement en toute sécurité à l'intérieur du bassin portuaire.

II.9.2. Durée de vie

La durée de vie prévue de la structure du mur de quai est de 50 ans.

II.9.3. Critères de tassement

Le maître d'ouvrage impose, pour la période d'exploitation, une limite de tassement maximale de 60 mm. Tout tassement excédant cette valeur est considéré comme inadmissible au regard des exigences de service et de bon fonctionnement des installations portuaires.

II.10. Conclusion

Ce chapitre a permis de donner une description de la zone de projet, les structures à réaliser, ainsi de connaître les conditions de site et les données relatives au projet. L'ensemble de ces informations constitue une base essentielle pour la compréhension des conditions du site et pour l'élaboration des études et dimensionnements présentés dans les chapitres suivants.

**CHAPITRE III :
SYNTHÈSE DES
RÉSULTATS DE LA
CAMPAGNE
GÉOTÉCHNIQUE**

III. SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DE LA CAMPAGNE GÉOTÉCHNIQUE

III.1. Introduction

Annaba, située sur le littoral nord-est de l'Algérie, s'inscrit dans un cadre naturel entre une baie maritime et le massif de l'Edough. Son territoire est caractérisé par une structure géologique duale, associant formations anciennes plissées et plaines alluviales. Cette diversité influence la nature des sols, allant de terrains rocheux en montagne à des sols argileux fertiles en plaine.

III.2. Contenu de la campagne géotechnique

III.2.1. Campagnes antérieures (1975, 1985, 2016)

Le projet s'appuie également sur des reconnaissances antérieures pour affiner le profil géotechnique :

- Campagne par SOLETANCHE, FRANCE 1975

Dans le cadre de l'étude de reconstruction du poste pétrolier n°26, SOLETANCHE a réalisé un sondage géotechnique ayant permis d'identifier les différentes couches du sol. Celui-ci est constitué d'une couche de limon (4 à 5 m), suivie d'une couche d'argile (0 à 6 m), puis d'une couche de sable d'environ 8 m, reposant sur un fond rocheux en gneiss.

- Campagne par SONATRAM, 1985

Pour l'étude d'extension du port d'Annaba, SONATRAM a réalisé une campagne de reconnaissance géotechnique comprenant : onze sondages carotté, essais en laboratoire sur des échantillons prélevés sur différentes couches.

- Campagne LTPEST (octobre 2016) comprend des sondages forés jusqu'à 50 mètres de profondeur.

III.2.2. Campagne récente

Face à l'insuffisance et à la fiabilité limitée des informations existantes, CHINA HARBOUR ENGINEERING COMPANY a mené une campagne de reconnaissance géotechnique supplémentaire comprenant :

- 75 Sondages carottés de profondeur allant de 50 à 72 m, parmi ces forages 18 ont été exécutés dans la zone d'étude (le quai), numérotés de MT01 à MT18.
- 05 Sondages pressiométriques ont été réalisés (références PY01 à PY05).
- Des essais de pénétration standard (SPT).
- Essais de classification.
- Analyses granulométriques.
- Analyses de teneur en eau et mesures de densité.
- Essais triaxiaux sans drainage.
- Essais de cisaillement rectiligne.
- Essais œdométriques.

Cette investigation a fourni des informations précises sur le profil du substratum ainsi que sur les paramètres pertinents des sols et des roches pour la conception détaillée.

L'ensemble de ces points de reconnaissance a permis d'identifier une stratigraphie complexe allant des remblais de surface aux couches de gneiss profond jusqu'à -72 m.

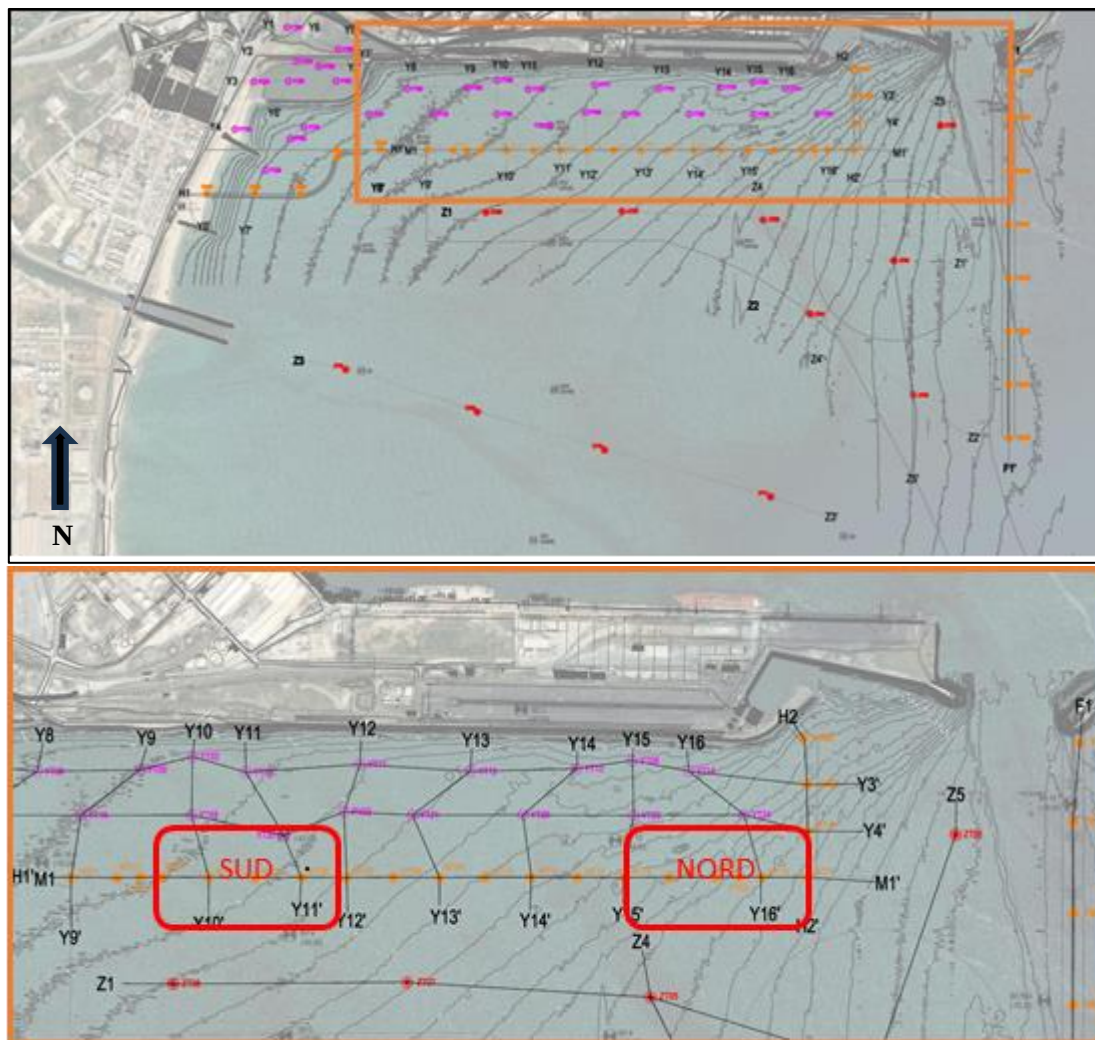


Figure 32. Plan de disposition des forages.

III.3. Synthèse des résultats

III.3.1. Lithologie des sondages carottés

L'analyse des conditions géotechniques, issue de cette enquête supplémentaire récente confirme la complexité du sous-sol de la zone portuaire d'Annaba.

En surface, le fond marin d'origine se situe entre -5,50 m et -12 m et est constitué d'une couche d'argile très molle (compressible), d'une épaisseur pouvant atteindre 9 m sous le niveau du bassin. Cette couche est suivie par une formation plus résistante, composée de sable moyennement dense et d'argile raide à très raide, d'une épaisseur variante entre 3 m et 8 m.

Un passage d'une couche de fragments de grès traverse localement la zone du quai, avec une épaisseur faible au sud et dépassant 2 m au nord.

En profondeur, entre -50 m et -72 m, des couches cohésives normalement consolidées présentent une forte compressibilité, localement alternées avec des niveaux plus résistants de sable très dense ou d'argile très raide. Les formations porteuses de bonne qualité (argile dure, gravier sablonneux ou gneiss altéré) ne sont rencontrées qu'au-delà de ces niveaux compressibles profonds.

III.3.2. Types de sol et stratigraphie

Unité 2-1 : Sable lâche moyennement dense.

Unité 3-1 : Argile très molle.

Unité 3-6 : Sable argileux moyennement dense.

Unité 4 : Fragments de grès, localement intercalés avec du sable moyen.

Unité 5-1 : Argile molle.

Unité 5-2 : Argile moyennement raide.

Unité 5-3 : Argile raide, localement intercalée avec du sable.

Unité 5-7 : Sable dense.

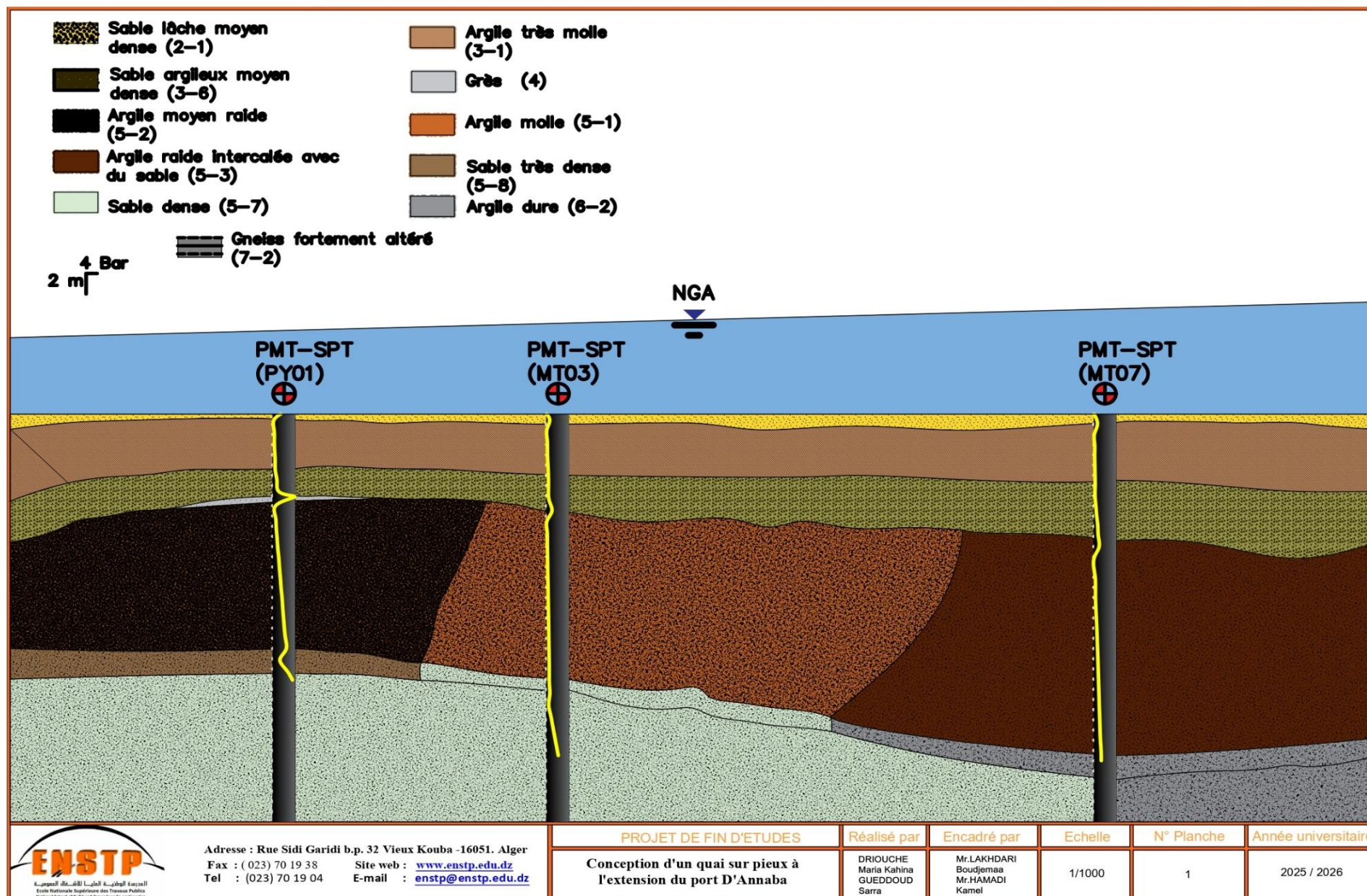
Unité 5-8 : Sable très dense, intercalé avec des gravillons.

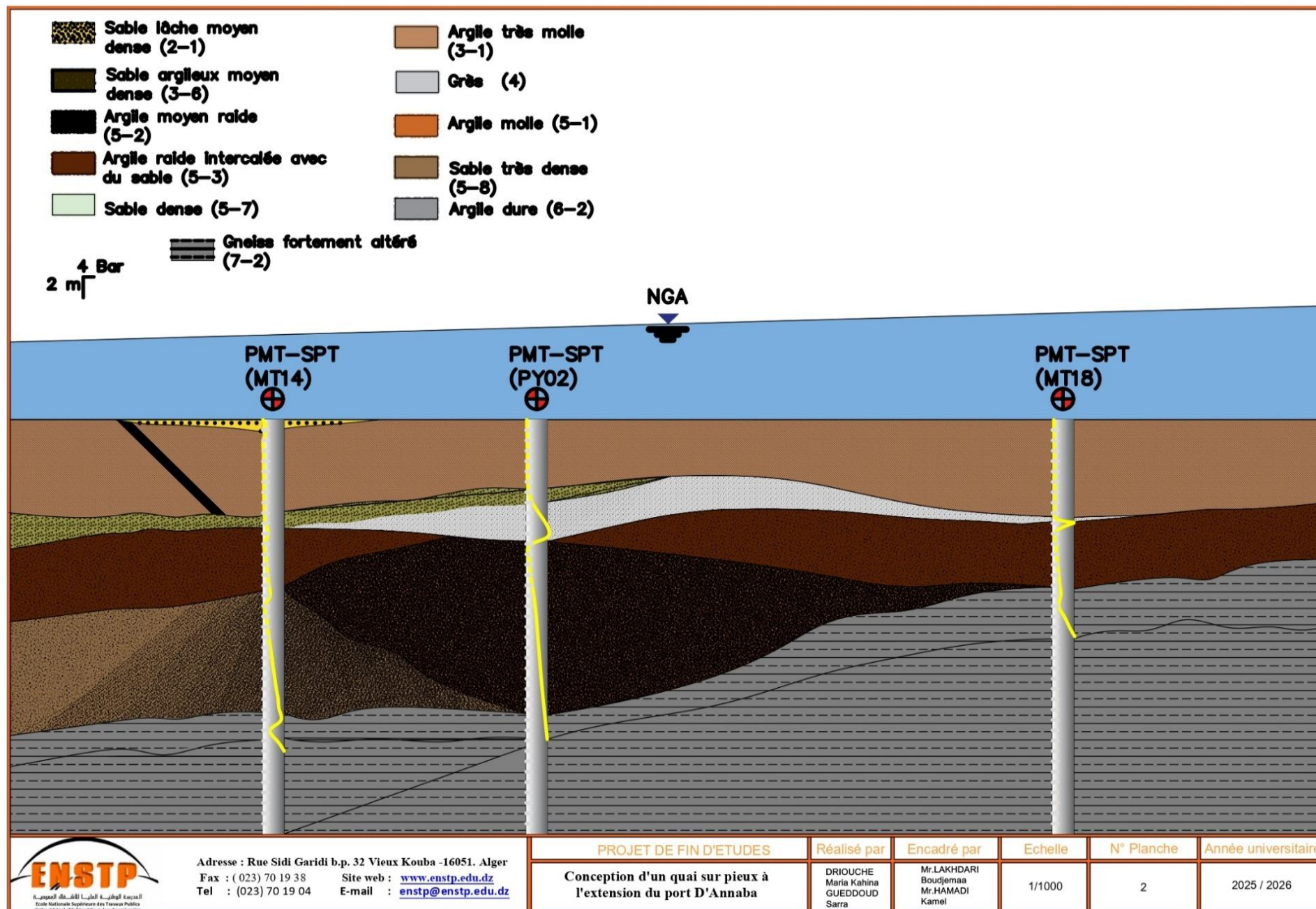
Unité 6-2 : Argile dure.

Unité 7-2 : Gneiss fortement altéré.

III.3.3. Implantation des sondages et coupes lithologiques

Les figures présentées ci-après montrent l'implantation des sondages ainsi que les coupes lithologiques établies :





III.4. Résultats des essais au laboratoire

III.4.1. Sols fins

Ci-après un tableau récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols fins :

Unité 3-1 : Argile très molle.

Unité 5-1 : Argile molle.

Unité 5-2 : Argile moyennement raide.

Unité 5-3 : Argile raide, localement intercalée avec du sable.

Unité 6-2 : Argile dure.

Strate	ω	Sr	ρ	ρ'	e	W_L	W_P	I_P	I_L	C_u	Résistance au cisaillement consolidée non drainée				OCR	C_c
											C	Φ	C'	Φ'		
	%	%	g/cm^3		--	%		--	--	kPa	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)	--	--
3-1	48.4	97.5	1.72	0.74	1.350	59.27	27.92	31.36	0.68	12	9.8	15.6	7.1	26.2	0.92	0.359
5-1	38.2	98.2	1.83	0.84	1.064	55.85	26.52	29.33	0.41	18	22.5	16.3	8.0	25.7	1.00	0.35
5-2	34.9	98.1	1.87	0.88	0.973	54.49	25.91	28.59	0.34	61	24.9	15.5	13.6	25.1	0.99	0.323
5-3	26.2	97.3	1.99	1.00	0.732	46.09	22.11	23.97	0.18	103	26.3	18.4	15.6	28.1	1.10	0.245
6-2	20.2	98.5	2.07	1.09	0.583	43.47	21.6	21.61	-0.08	300	47.2	16.1	22.3	27.2	1.33	0.209

Tableau 3. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols fins.

L'analyse des résultats présentés dans le tableau ci-dessus montre que :

- Les sols fins présentent globalement des matériaux saturés compressibles en surface ($C_u = 12$ à 18 kPa) avec une teneur élevée, avec une amélioration nette des caractéristiques mécaniques en profondeur.
- La cohésion augmente fortement (jusqu'à $C_u = 300$ kPa) tandis que la compressibilité diminue. Les sols évoluent ainsi d'un état mou à un état raide puis dur, avec des indices de liquidité allant jusqu'à des valeurs négatives ($IL = -0,08$), traduisant des niveaux sur-consolidés et très résistants.

III.4.2. Sols grenus

Ci-après un tableau récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols grenus :

Unité 2-1 : Sable lâche moyennement dense.

Unité 3-6 : Sable argileux moyennement dense.

Unité 5-7 : Sable dense.

Unité 5-8 : Sable très dense, intercalé avec des gravillons.

Strate	ρ	ρ'	Φ'
	g/cm^3		(°)
2-1	1.85	0.85	31
3-6	1.90	0.90	33
5-7	2.05	1.05	34
5-8	2.1	1.1	37.5

Tableau 4. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les sols grenus.

D'après les résultats du tableau ci-dessus :

- Les sols grenus présentent un comportement favorable, avec des angles de frottement élevés (31° à $37,5^\circ$) et une densité croissante, indiquant des matériaux moyennement denses à très denses. Ils offrent une bonne capacité portante et une faible déformabilité

III.4.3. Roches

Ci-après un tableau récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques sur les roches :

Unité 4 : Fragments de grès, localement intercalés avec du sable moyen.

Unité 7-2 : Gneiss fortement altéré.

Strate	ρ	Em	C _u
	g/cm ³	(MPa)	KPa
4	2.2	110	-
7-2	2.2	-	1700

Tableau 5. Résultats des essais physiques et mécaniques sur les roches.

D'après les résultats du tableau ci-dessus :

- Les formations rocheuses constituent le substratum compétent du site, caractérisé par une très forte rigidité (Em = 110 MPa) et une résistance élevée (Cu = 1700 kPa), assurant un excellent support pour les fondations profondes.

III.5. Les essais in-situ

III.5.1. Essais pressiométriques

Les résultats des essais réalisés sont présentés dans les tableaux suivants :

PY01			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
6-7	(2-1)	27.25	3.71
7-17	(3-1)	13.49	1.31
17-22	(3-6)	61.23	6.57
22-23	4	223.3	28.1
23-52	(5-2)	56.19	4.97
52-57	(5-8)	222.4	23.9

PY02			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
11-25	(3-1)	13.49	1.31
25-28	(3-6)	61.23	6.57
28-31	4	223.30	28.1
31-65	(5-2)	56.19	4.97
65-70	(7-2)	265.35	27.0
-	-	-	-

MT03			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
6-8	(2-1)	27.25	3.71
8-18	(3-1)	13.49	1.31
18-25	(3-6)	61.23	6.57
25-58	(5-1)	33.99	3.27
58-70	(5-7)	135.49	14.36

MT07			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
7-9	(2-1)	27.25	3.71
9-20	(3-1)	13.49	1.31
20-32	(3-6)	61.23	6.57
32-74	(5-3)	89.11	8.59
74-79	(6-2)	-	-

MT14			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
9-11	(2-1)	27.25	3.71
11-27	(3-1)	13.49	1.31
27-30	(3-6)	61.23	6.57
30-42	(5-3)	89.11	8.59
42-65	(5-8)	222.44	23.9
65-70	(7-2)	265.35	27.05

MT18			
Profondeur (m)	Unités	E (bar)	PL (bar)
11-30	(3-1)	13.49	1.31
30-31	4	223.30	28.15
31-44	(5-3)	89.11	8.59
44-51	(7-2)	265.35	27.05
-	-	-	-
-	-	-	-

Tableau 6. Résultats des essais pressiométriques.

Les résultats pressiométriques mettent en évidence une stratigraphie géotechnique marquée :

- Les couches superficielles de faible résistance, constituées d'argiles très molles et des sables très argileux, présentent de faibles rigidités ($E = 13.5$ à 27.25 bar) et de faibles pressions limites ($PL = 1.3$ à 6.5 bar).
- En profondeur, les argiles raides et sables denses montrent des caractéristiques mécaniques plus favorables avec des modules pressiométriques compris entre 89 et 135.5 bars et des pressions limites atteignant (23.9 bar).
- Les formations les plus résistantes, représentées par les fragments de grès et le gneiss, présentent des rigidités très élevées ($E = 265$ bar).

L'ensemble confirme que les charges des ouvrages doivent être transférées vers les horizons profonds rigides afin d'assurer la stabilité des fondations.

III.5.2. Essais de pénétration statique SPT

Les résultats des essais SPT sont rapportés dans le tableau suivant :

Unité N°	Description de l'unité	Valeur SPT		
		N	N60	$(N_1)_{60}$
2-1	Sable lâche moyennement dense.	7.4	8.5	14.0
3-1	Argile très molle.	2.0	2.5	3.4
3-6	Sable argileux moyennement dense.	17.4	21.4	21.1
4	Fragments de grès.	-	-	-
5-1	Argile molle.	6.7	8.2	5.5
5-2	Argile moyennement raide.	11.4	14.0	7.8
5-3	Argile raide, localement intercalée avec du sable.	20.7	25.5	12.1
5-7	Sable dense.	38.1	46.8	23.6
5-8	Sable très dense, intercalé avec des gravillons.	66.2	81.4	34.4
6-2	Argile dure.	55.6	68.2	18.5
7-2	Gneiss fortement altéré.	281.2	345.4	151.3

Tableau 7. Résultats des essais SPT.

III.6. Paramètres caractéristiques des sols

Les paramètres caractéristiques retenus pour les calculs sont présentés ci-dessous :

Sols	Sable lâche moyen dense	Argile très molle	Sable argileux moyen dense	Argile raide	Sable très dense	Gneiss altéré
$\rho_h(\text{g/cm}^3)$	1.85	1.72	1.9	1.99	2.1	2.2
$\phi' (^{\circ})$	31	-	33	-	37.5	-
$C'(\text{Kpa})$	-	7.1	-	15.6	-	-
$C_u(\text{Kpa})$	-	12	-	103	-	1700
$PI^{*} \text{moy}(\text{Kpa})$	370	130	660	860	2390	2710
$E_m \text{ moy}(\text{Kpa})$	2730	1350	6120	8910	22240	26530
α	0.333	0.667	0.333	0.667	0.333	0.667

Tableau 8. Paramètres caractéristiques des sols.

III.7. Analyse des résultats de la synthèse

L'étude géotechnique montre des sols superficiels argileux de mauvaise qualité, mous et fortement compressibles, avec un risque élevé de tassements.

En profondeur, les terrains deviennent progressivement plus compacts et résistants, jusqu'aux sables denses et au substratum rocheux résistant.

Dans ce contexte hétérogène, il est indispensable d'adopter un système de conception adéquat afin d'assurer la stabilité globale et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE IV : ÉTUDE DE CONCEPTION DU QUAI

IV. ÉTUDE DE CONCEPTION DU QUAÏ

IV.1. Introduction

La conception d'un quai résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage d'accostage projeté vis-à-vis des contraintes fonctionnelles portuaires et des contraintes naturelles imposées par l'environnement maritime et géotechnique.

Pour cela, on définit dans ce chapitre les variantes de conception du quai qui s'imposeront selon des critères bien précis :

- Les contraintes naturelles (géotechniques et hydrologiques).
- Les contraintes fonctionnelles et portuaires.
- L'optimisation technico-économique.

Dans ce contexte (3) trois variantes de conception sont présentées :

1. Quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastées.
2. Quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides.
3. Quai sur pieux tubulaires en acier.

IV.2. Critères de conception retenus

Les critères de conception retenus reposent sur plusieurs paramètres naturels, fonctionnels et économiques. Sur le plan :

- Géotechnique et hydrologique : la conception tient compte de la profondeur des couches porteuses, de l'état de saturation des sols, de la forte compressibilité des horizons superficiels ainsi que de la plasticité des terrains, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.
- Les exigences fonctionnelles et portuaires : notamment les charges d'exploitation, le tirant d'eau requis pour les navires, la durée de vie de la structure et les besoins en maintenance.
- Une optimisation technico-économique : privilégiant des solutions réalisables, adaptées aux conditions d'exécution et permettant de maîtriser les coûts des matériaux de construction et le coût global de l'ouvrage.

Après l'analyse des critères de choix ci-dessus, nous proposons les trois variantes ci-après :

IV.3. Variante 01 : Quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastée

La structure de quai adopté se compose de caisson de forme rectangulaire en béton armé, intégrant 80 unités dotés de cloisons internes. Les dimensions de chaque caisson sont de 21,05mx24mx18,49m (LxBxH). Les caissons sont remplis de TVC de 0-50kg, et les trois rangées de cellules en bord de mer ne sont pas remblayées jusqu'en haut afin de réduire la contrainte sur le fond du caisson.

Sous les caissons, une couche de gravier de 40-70 mm d'une épaisseur de 30 cm et la couche de fondation de 10-100 kg sont posés permettant d'assurer une assise stable et une meilleure répartition des charges. Des enrochements de protection pesant de 20 à 400 kg sont placés devant la couche de fondation, et des TVC de 0 à 500 kg sont placés derrière le caisson.

En se basant sur les résultats de la synthèse géotechnique, il ressort que le terrain naturel situé sous le futur quai est constitué de couches d'argile molle à ferme, présentant une forte compressibilité susceptible d'engendrer des tassements importants. Par conséquent, une amélioration du sol s'avère nécessaire afin d'assurer la stabilité et la performance de l'ouvrage.

Des colonnes ballastées seront installées sous l'assise des caissons, entre environ -23 m et -56 m de profondeur, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol en place.

IV.3.1. Avantage de la conception

La mise en œuvre des colonnes ballastées a principalement pour objectif de :

- Amélioration de la capacité portante du sol.
- Augmentation de la résistance et de la rigidité du terrain.
- Réduction des tassements et accélération de la consolidation des couches molles.
- Dissipation plus rapide des pressions interstitielles.
- Amélioration de la stabilité globale de l'ouvrage.
- Technique simple, rapide et économique utilisant du gravier comme matériau drainant.

IV.3.2. Analyse de faisabilité

Malgré les avantages des colonnes ballastées en matière d'amélioration des sols compressibles, cette variante présente des limites au regard des exigences du projet portuaire. En effet, le quai est soumis à des charges d'exploitation importantes liées aux équipements portuaires lourds (grues, portiques, zones de stockage, etc.) ainsi qu'aux efforts transmis par un navire de conception de 80 000 tonnes.

Par ailleurs, les critères de service imposent un tassement admissible très limité, ne devant pas dépasser 60 mm. Or, compte tenu de la présence de couches d'argiles molles et fortement compressibles sur une grande profondeur, la technique des colonnes ballastées pourrait ne pas garantir une maîtrise suffisante des tassements totaux et différentiels à long terme sous des charges aussi élevées.

De plus, cette solution reste davantage adaptée aux ouvrages supportant des charges modérées, tandis que les infrastructures portuaires lourdes nécessitent généralement des systèmes de fondation plus rigides et plus performants vis-à-vis des déformations.

IV.3.3. Coûts et délais d'exécution

Quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastées présente généralement :

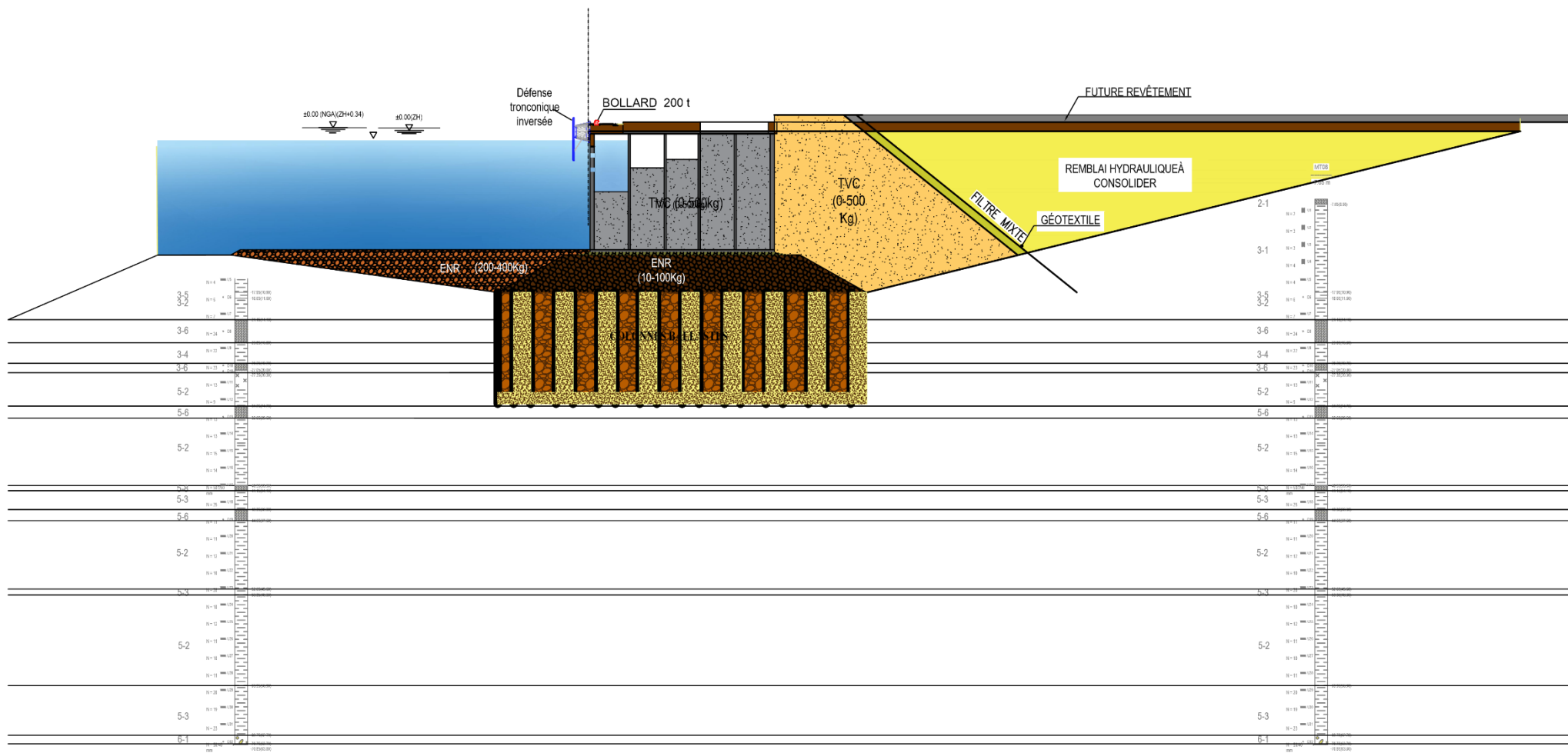
- Un coût d'exécution de 97 milliards DZD.
- Des délais de réalisation de 40 mois.

IV.3.4. Avantages et inconvénients de la variante

Le tableau ci-dessous présente de manière synthétique les principaux avantages et inconvénients de la variante de quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastées :

Avantages	Inconvénients
Technique adaptée aux sols mous	Tassements résiduels importants
Augmentation de la capacité portante du sol	Peu adaptée aux couches très compressibles profondes
Accélération de la consolidation	Nécessite un contrôle d'exécution rigoureux
Réduction des pressions interstitielles	Sensible aux variations géotechniques
Amélioration de la stabilité globale	Déformations possibles à long terme
Mise en œuvre relativement rapide	Structure massive lourde
Solution relativement économique	Mise en œuvre difficile nécessitant des entreprises spécialisées en fondations profondes maritimes

Tableau 9. Avantages et inconvénients de la variante caisson gravitaire avec colonnes ballastées.



IV.4. Variante 02 : Quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides

La variante de quai à caisson avec inclusions rigides repose sur le renforcement du sol au moyen de pieux en acier jouant le rôle d'éléments porteurs, destinés à transférer les charges du caisson vers les couches profondes et résistantes.

Cette solution consiste à installer des pieux en acier de ($\Phi 750\text{mm}$) sont adoptés disposés en maillage régulier ($3,5\text{ m} \times 3,5\text{ m}$), enfoncés dans les couches porteuses profondes les unités 7-2 (gneiss très altérée) et 5-8 (sable argileux très dense), afin de transférer directement les charges du caisson vers le substratum permettant de réduire significativement les tassements et d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage.

En complément, les zones de sol mou sont excavées puis remplacées par des matériaux granulaires tels que le sable ou les blocs rocheux afin d'améliorer les conditions d'assise.

Une couche de transition constituée de géosynthétiques, d'enrochements et de ballast est ensuite mise en place entre les têtes de pieux et le caisson, de manière à homogénéiser la transmission des charges et à optimiser le comportement mécanique de la structure.

Cette solution permet ainsi de garantir un fonctionnement contrôlé du quai, en limitant les déformations et en assurant sa stabilité et sa durabilité dans un contexte géotechnique complexe.

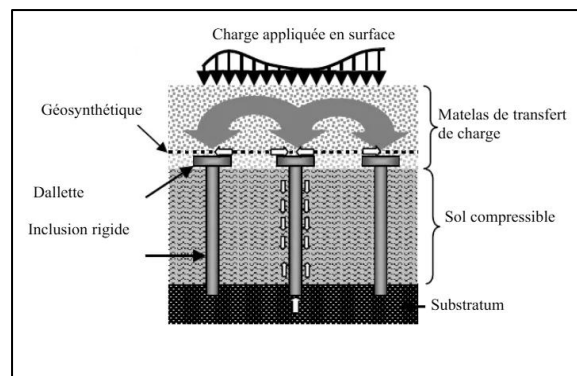


Figure 33. Principe de la méthode d'inclusions rigides.

IV.4.1. Avantage de la conception

Cette variante repose sur les principes suivants :

- Amélioration de la capacité portante du sol grâce au transfert des charges vers les couches profondes par des pieux rigides.
- Contrôle quasi total des tassements du quai.
- Amélioration significative de la stabilité globale.
- Limitation des risques de rupture ou d'instabilité sous charges lourdes.

IV.4.2. Analyse de faisabilité

La solution de quai à caisson avec inclusions rigides présente de très bonnes performances en matière de réduction des tassements et d'amélioration du comportement global de l'ouvrage. Elle constitue donc une option techniquement efficace pour des sols fortement compressibles et des charges portuaires importantes.

Toutefois, sa mise en œuvre dans le cadre de ce projet reste conditionnée par des contraintes importantes. Elle implique des travaux spécialisés en milieu marin profond, nécessitant des moyens techniques lourds, une logistique complexe et un coût d'exécution élevé. L'installation des inclusions sur de grandes profondeurs demande également une grande précision et des équipements adaptés, ce qui peut impacter les délais de réalisation.

En conclusion, bien que cette solution soit techniquement performante et adaptée sur le plan géotechnique, sa faisabilité dépend fortement des conditions d'exécution, des moyens disponibles et des contraintes économiques du projet.

IV.4.3. Coûts et délais d'exécution

Le quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides présente généralement :

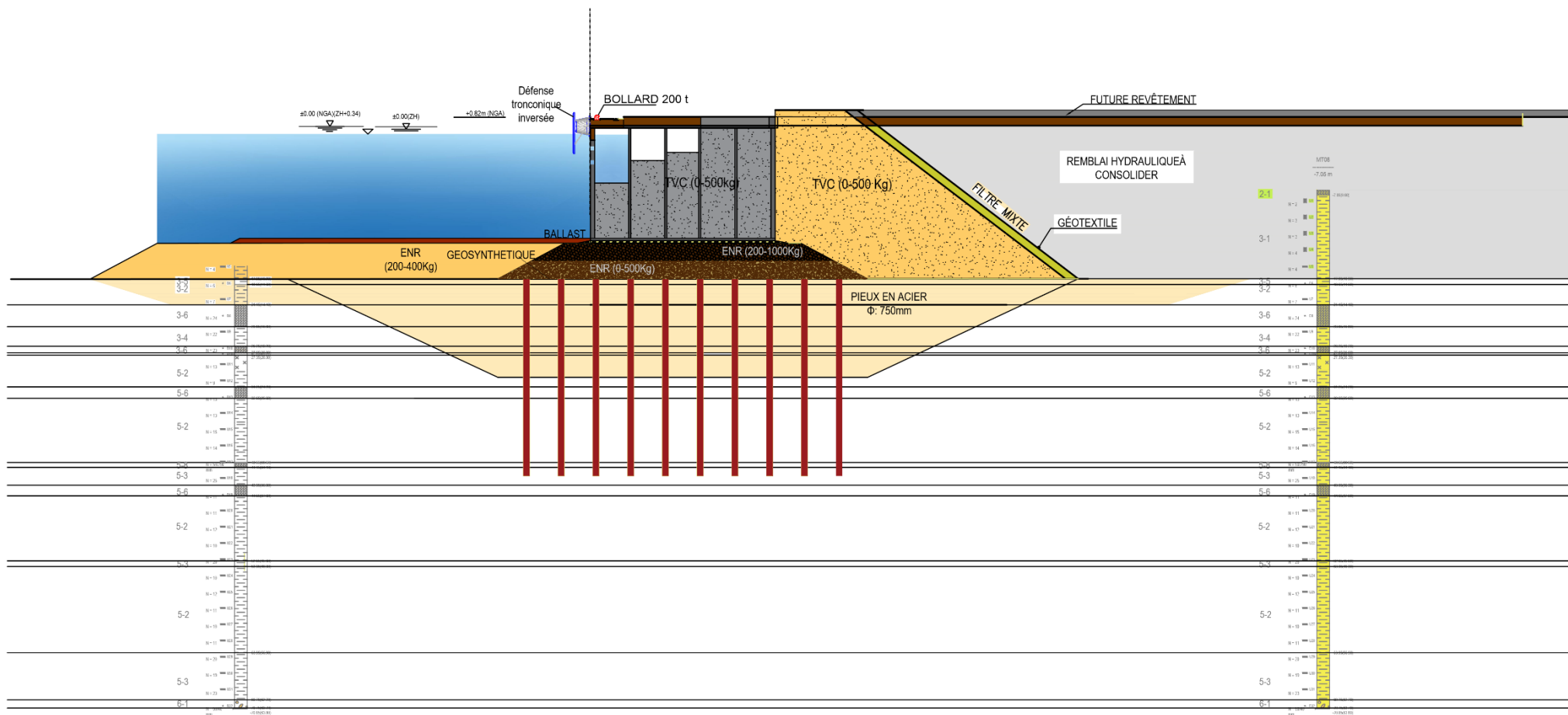
- Un coût d'exécution 169 milliards DZD.
- Des délais de réalisation de 51 mois.

IV.4.4. Avantages et Inconvénients de la variante

Le tableau ci-dessous présente de manière synthétique les principaux avantages et inconvénients de la variante de quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides :

Avantages	Inconvénients
Contrôle très efficace des tassements	Coût d'exécution élevé
Tassements résiduels extrêmement faibles	Technique de mise en œuvre complexe
Respect des critères stricts des ouvrages portuaires	Nécessité d'équipements spécialisés pour les pieux aciers
Très bonne stabilité globale du quai	Travaux sensibles aux conditions maritimes
Transfert des charges vers les couches profondes compétentes	Difficulté d'installation en grande profondeur
Solution adaptée aux ouvrages lourds	Délai d'exécution potentiellement plus long
Performance durable à long terme	Consommation importante de matériaux et ressources

Tableau 10. Avantages et inconvénients de la variante caisson gravitaire avec inclusions rigides.



IV.5. Variante 03 : Quai sur pieux tubulaires en acier

Cette variante consiste à réaliser un quai fondé sur des pieux tubulaires en acier de Ø 1200 mm afin d'assurer un transfert direct des charges vers les couches porteuses et de limiter les tassements. Le tablier de quai, d'environ 31 m de largeur, repose sur cinq files de pieux espacés d'environ 9 m, avec un doublement des pieux sous les poutres de grue pour reprendre les charges élevées d'exploitation.

Les pieux sont ancrés dans les couches géotechniques porteuses afin de garantir une capacité portante suffisante et une très bonne stabilité globale de l'ouvrage.

La superstructure est constituée d'un système poutres-dalles comprenant une dalle composite de 2000 mm d'épaisseur, des poutres transversales de 2 200 mm et des poutres longitudinales de 2 000 mm à 2 100 mm sous les voies de grue.

L'élévation supérieure du quai est relevée de +2,5 m NGA à +2,8 m NGA afin d'assurer de bonnes conditions de réalisation du béton, ce qui entraîne également une surélévation de 30 cm de la plateforme terminale.

Sous le tablier de quai, une digue de protection agissant comme une structure de coupure vers la zone de remblais. Son rôle principal est de prévenir la défaillance globale du talus du revêtement sous le quai, assurant ainsi la stabilité de la transition entre la structure fixe sur pieux et les remblais hydrauliques.

La structure présente une configuration multicouche :

- **Le noyau** : Il est constitué de tout-venant de carrière de 0 à 500 kg, déversé pour former le corps principal du monticule.
- **La carapace** : La structure est protégée par deux types de revêtements selon la zone :
Pente supérieure : Blindée par des blocs de béton de type BCR de 5 tonnes.
Pente inférieure : Blindée par de l'enrochement (roche) de 1 à 3 tonnes.
- **Couches intermédiaires** : On trouve également une couche filtrante et des couches de fondation en enrochements de 0,4t pour stabiliser l'ensemble.

Comme le tablier reposant sur les pieux présente des tassements très faibles, contrairement à la digue et aux remblais adjacents susceptibles de s'affaisser davantage, des dalles de tassement sont mises en place à l'interface entre le quai et le revêtement afin de compenser les tassements différentiels et d'assurer la continuité ainsi que la sécurité des accès.

IV.5.1. Avantage de la conception

Cette variante a principalement pour objectif de :

- Transfert direct des charges vers les couches profondes porteuses par les pieux.
- Suppression quasi totale des tassements liés aux sols compressibles.
- Adaptation aux fortes épaisseurs de sols mous et hétérogènes.
- Limitation des interventions d'amélioration de sol difficiles à mettre en œuvre.
- Prise en compte des charges d'exploitation portuaire (navires, grues, sismique).

IV.5.2. Analyse de faisabilité

La structure sur pieux constitue une solution techniquement fiable et bien adaptée aux conditions géologiques complexes du site, tout en assurant un excellent contrôle des déformations. Elle garantit une stabilité globale satisfaisante et un comportement structurel sûr en phase d'exploitation.

La capacité portante est assurée par l'ancrage des pieux dans les couches profondes compétentes, permettant un transfert efficace des charges. Le comportement en tassement est également très performant, avec des déformations limitées de l'ordre de 30 mm, ce qui contribue à la durabilité et à la sécurité de l'ouvrage.

Un point de conception important concerne également la prise en compte du frottement négatif, généré par les consolidations différentielles des remblais adjacents, qui induit des efforts additionnels sur les pieux.

IV.5.3. Coûts et délais d'exécution

Le quai sur pieux tubulaires en acier présente généralement :

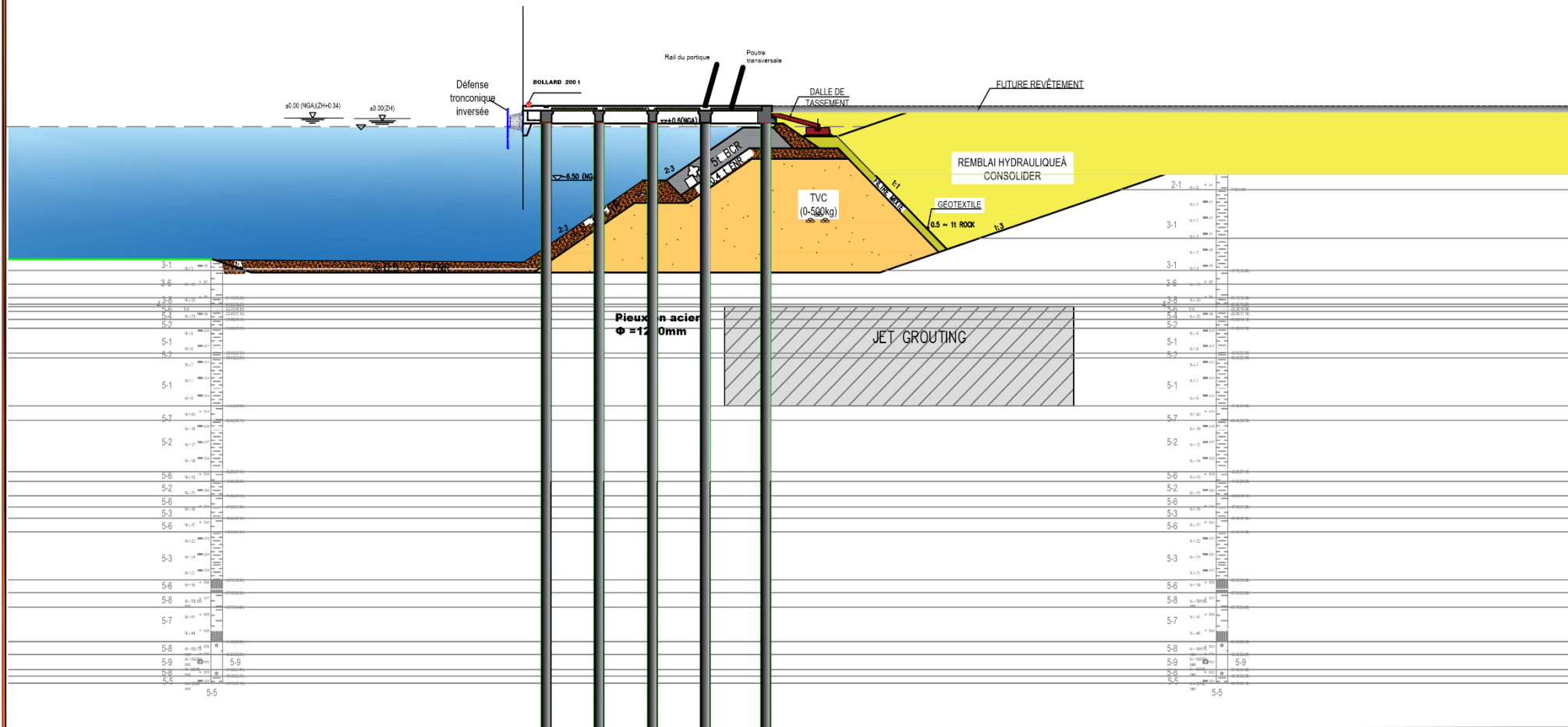
- Un coût d'exécution d'environ 190 milliards DZD.
- Des délais de réalisation 35 mois.

IV.5.4. Avantages et inconvénients de la variante

Le tableau ci-dessous présente de manière synthétique les principaux avantages et inconvénients de la variante de quai sur pieux tubulaires en acier :

Avantages	Inconvénients
Contrôle quasi total des tassements.	Risques liés au frottement négatif sur les pieux.
Respect strict des critères de service (rails de grues).	Complexité des travaux de battage (battage des pieux par voie maritime).
Absence de dépendance aux matériaux sableux.	Nécessité d'une grande précision de mise en œuvre.
Très bonne performance sismique.	Difficultés d'exécution en grande profondeur.
Adaptation aux sols très compressibles et hétérogènes.	Contraintes logistiques importantes pour le chantier.
Amélioration de la durabilité et de la performance globale.	
Impact environnemental réduit en milieu marin.	

Tableau 11. Avantages et inconvénients de la variante quai sur pieux.



IV.5.5. Stabilité du talus de coupure

L'unité 5-1 constituée d'argiles molles à très molles au sein des couches cohésives compressibles, est présente sous la digue à des profondeurs critiques.

En raison de leur faible résistance mécanique, ces sols sont particulièrement sujets aux tassements excessifs et aux déformations sous le poids du tablier et des remblais, menaçant la stabilité globale du talus.

Les strates plus résistantes étant situées à des profondeurs trop importantes pour soutenir directement les charges de surface, une amélioration du terrain est indispensable pour renforcer la capacité portante et garantir la pérennité de l'ouvrage.

IV.5.5.1. Techniques de renforcement du sol

- **Renforcement par géosynthétiques à haute résistance**

Elément	Description
Concept	L'installation de nappes de géogrilles ou de géotextiles tissés à très haute résistance à la base du monticule de gravats (interface entre le sol naturel et le noyau en TVC).
Avantages	-Augmentation du facteur de sécurité contre le glissement. -Réduction des déplacements latéraux. -Meilleure répartition des charges sur les sols mous.
Inconvénients	-Efficacité limitée en présence de couches compressibles très épaisses et profondes. -Solution souvent insuffisante utilisée seule pour des ouvrages portuaires lourds.

Tableau 12. Renforcement par géosynthétiques à haute résistance.

- **Inclusions rigides par micro-pieux**

Elément	Description
Concept	Mise en place d'inclusions rigides sous la digue afin de transférer les charges vers les couches profondes porteuses et renforcer la stabilité globale du talus. Les inclusions traversent les horizons compressibles pour s'ancrer dans les couches plus résistantes.
Avantages	-Réduction importante des tassements -Amélioration de la capacité portante -Augmentation de la stabilité globale de l'ouvrage sous fortes charges portuaires.
Inconvénients	-Coût élevé -Mise en œuvre complexe en environnement portuaire -Efficacité plus limitée pour le traitement homogène des déformations latérales dans les sols très mous.

Tableau 13. Renforcement du sol par inclusions rigides à l'aide de micropieux.

- **Traitement avec le jet grouting**

Elément	Description
Concept	Technique d'amélioration des sols consistant à injecter un coulis cimentaire à très haute pression pour désagréger et mélanger le sol en place. On obtient ainsi des colonnes ou massifs sol-ciment améliorant la portance et limitant les tassements. Le traitement est réalisé sous le talus blindé à l'interface entre le terrain naturel et le noyau en TVC.
Avantages	-Amélioration de la résistance mécanique du sol. -Réduction des tassements différentiels. -Bonne adaptation aux sols hétérogènes. -Formation d'un massif homogène renforcé.
Inconvénients	-Sensibilité élevée aux paramètres d'exécution (pression, débit, vitesse de remontée). -Risque d'hétérogénéité du traitement en cas de contrôle insuffisant. -Contraintes de gestion des déblais et rejets. -Nécessité d'un suivi qualité rigoureux sur site.

Tableau 14. Renforcement du sol par traitement au jet grouting.

Au terme de l'étude comparative, le choix du **jet grouting** se justifie par trois raisons principales : son efficacité, son intégration optimale dans le phasage des travaux et son amélioration de la stabilité à long terme :

1. **Renforcement efficace du sol** : Cette technique permet de traiter le sol faible en masse en augmentant considérablement sa rigidité et sa résistance, assurant ainsi une meilleure stabilité de l'ouvrage.
2. **Intégration adaptée au déroulement des travaux** : Le jet grouting présente l'avantage de pouvoir être intégré efficacement dans le phasage de construction du quai sans perturber l'avancement général du chantier. Le traitement est réalisé après la mise en place du remblai de base constituant le noyau de la structure, lorsque le terrain est déjà accessible et partiellement stabilisé. Cette étape intervient avant l'installation des éléments lourds de protection, notamment les blocs BCR et les enrochements de carapace.
3. **Amélioration de la stabilité à long terme** : En consolidant l'unité faible avant la phase finale des travaux, le jet grouting réduit les risques de déformation ou de glissement et garantit la durabilité de la structure sous le quai.

IV.6. Analyse multicritère des variantes de quai**IV.6.1. Méthodologie d'évaluation**

Afin de sélectionner la solution la plus adaptée aux contraintes techniques, économiques et géotechniques du projet, une analyse multicritère a été réalisée. Cette méthode permet de comparer objectivement les différentes variantes étudiées en tenant compte des principaux critères influençant la performance globale de l'ouvrage.

Les critères retenus sont les suivants:

- Stabilité de l'ouvrage.
- Tassement.
- Performance sismique.
- Coût d'investissement.
- Durée de réalisation.

Chaque critère a été pondéré selon son importance relative pour le projet. Une note comprise entre 1 et 5 a ensuite été attribuée à chaque variante, où:

- 1: Très défavorable.
- 2: Défavorable.
- 3: Moyennement favorable.
- 4: Favorable.
- 5: Très favorable.

IV.6.2. Pondération des critères

Chaque critère reçoit un poids tel que :

Critère	Poids (%)
Stabilité	30
Tassement	25
Coût	20
Durée des travaux	20
Performance sismique	05
Total	100

Tableau 15. Pondération des critères.

La stabilité et le tassement ont reçu les pondérations les plus importantes en raison de la nature compressible des sols rencontrés sur le site et de leurs influence directe sur la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

IV.6.3. Évaluation des variantes

Voici l'évaluation des trois variantes:

Critère	Poids	Variante 01: Quai à caisson gravitaire avec colonnes ballastées	Variante 02: Quai à caisson gravitaire avec inclusions rigides	Variante 03: Structure sur pieux tubulaires en acier
Stabilité	30	3	5	5
Tassement	25	2	5	5
Coût	20	5	3	2
Durée des travaux	20	4	2	5
Performance sismique	05	3	4	5

Tableau 16. Evaluation des variantes.

IV.6.4. Résultats de l'analyse multicritère

Les résultats de l'analyse multicritère sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Critère	Poids	V01	V02	V03
Stabilité	30	90	150	150
Tassement	25	50	125	125
Coût	20	100	60	40
Durée des travaux	20	80	40	100
Performance sismique	05	15	20	25
Score total	100	335	395	440

Tableau 17. Résultats de l'analyse multicritère.

IV.6.5. Choix de la variante retenue

Les résultats de l'analyse multicritère montrent que la Variante 03 (structure sur pieux tubulaires en acier) obtient le score le plus élevé avec 440 points. Cette solution présente plusieurs avantages majeurs :

- Tassements très faibles, quasiment négligeables.
- Excellente stabilité globale grâce au transfert direct des charges vers les couches porteuses profondes.
- Très bon comportement sous sollicitations sismiques.
- Durée d'exécution réduite par rapport aux autres variantes.
- Faibles besoins en sable marin.
- Très faible entretien durant la phase d'exploitation.
- Bonne adaptation aux sols compressibles, mous et hétérogènes.

La Variante 01 et la Variante 02 obtiennent des scores inférieurs malgré des coûts d'investissement plus faibles. La Variante 01 est pénalisée par des tassements importants à long terme, tandis que la Variante 02 présente une durée d'exécution plus longue et des contraintes de réalisation plus importantes.

Au-delà des critères retenus dans l'analyse multicritère, la variante 03 présente également le plus faible impact environnemental. Contrairement à la variante 01, qui nécessite d'importants travaux de remblaiement et d'amélioration des sols, et à la variante 02, qui implique une consommation importante de matériaux ainsi que des travaux de forage profond générant davantage de nuisances, la structure sur pieux tubulaires limite les interventions sur les fonds marins. Elle réduit les volumes de remblai, préserve mieux les écosystèmes aquatiques et diminue les perturbations du milieu marin.

Au-delà des critères retenus dans l'analyse multicritère, la variante 03 présente également le plus faible impact environnemental. Contrairement à la variante 01, qui nécessite d'importants travaux de remblaiement et d'amélioration des sols, et à la variante 02, qui implique une consommation importante de matériaux ainsi que des travaux de forage profond générant davantage de nuisances, la structure sur pieux tubulaires limite les interventions sur les fonds marins. Elle réduit les volumes de remblai, préserve mieux les écosystèmes aquatiques et diminue les perturbations du milieu marin.

**CHAPITRE V :
DIMENSIONNEMENT ET
VÉRIFICATIONS DES
OUVRAGES ET
ÉQUIPEMENTS DE QUAI**

V.DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATIONS DES OUVRAGES ET ÉQUIPEMENTS DE QUAI

V.1. Introduction

Ce chapitre présente le dimensionnement et la vérification des principaux éléments du quai minéralier ainsi que de ses équipements, en tenant compte des caractéristiques du navire de conception et des conditions d'exploitation du site, dont l'objectif est d'assurer la sécurité, la stabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie.

V.2. Pré dimensionnement du quai

V.2.1. Navires de conception

Le plus grand navire susceptible de fréquenter le quai dans les conditions normales d'exploitation est un navire de 80000 DWT, dont les caractéristiques sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Type de navire	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
80,000 DWT vrac au chargement	260	35	14

Tableau 18. Navire de conception.

V.2.2. Hauteur du quai

Pour déterminer la hauteur du quai, on est amené à faire le calcul en deux étapes :

- **Niveau supérieur (la cote d'arase)**

La cote d'arase correspond au niveau supérieur fini du quai, c'est-à-dire la surface sur laquelle circuleront les équipements, véhicules et grues.

Au départ, cette cote était prévue à +2,5 m NGA, mais elle a été relevée de 30 cm pour atteindre +2,8 m NGA afin de réduire les risques d'envahissement par l'eau, permettre un bétonnage dans de meilleures conditions et limiter les coûts liés aux protections temporaires contre l'eau.

- **Niveau inférieur**

- Le tirant d'eau de navire est de 14 m.
- Le pied de pilote : valeur comprise entre 0,5 et 1m, elle est proportionnelle à la nature du sol, ainsi qu'à l'importance de l'agitation au droit du quai. Pour notre cas on prend 1m.
- L'assiette est de 1m.
- La plus basse mer est de 0.34m.
- Le niveau inférieur est à 16.34 m.

$$2.8 + 16.34 = 19.14 \text{ m.}$$

$$\text{Niv inf} + \text{Niv sup} = 2.8 + 16.34 = 19.14 \text{ m.}$$

Donc la hauteur du quai est 19.14m.

V.2.3. Longueur et largeur du tablier de quai

Le projet consiste à procéder à une extension du quai, sur une longueur de 1600m et une largeur de 32m.

V.2.4. Description d'un plot

Pour des raisons de réalisation et d'évaluation des travaux du point de vue économique et de faisabilité, le quai de 1600 m est divisé en plusieurs plots identiques d'une longueur de 86.05m chacun.

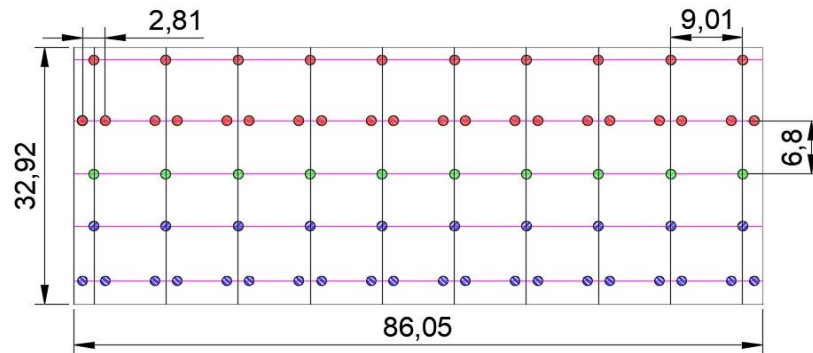


Figure 34. Plot du quai.

V.3. Equipements de quai

V.3.1. Bollard

Les bollards utilisés sont manufacturés de 200 t en traction horizontale et verticale disposés tous les 21m.



Figure 35. Bollard de projet.

✓ Justification de choix d'un bollard de 200 t.

Le choix des bollards d'amarrage dépend des efforts horizontaux transmis par les amarres du navire au quai.

- Effort horizontal linéaire

L'effort horizontal agissant sur le quai est : $q = 86.1 \text{ KN/m}$

- Espacement des bollards

Les bollards sont généralement espacés de : 15 à 30 m

Pour le projet, un espacement de : $e = 20$ m est adopté.

- Effort transmis à un bollard

L'effort repris par un bollard est donné par la relation :

$$F = q \times e$$

$$F = 86.1 \times 20$$

$$F = 1722 \text{ KN.}$$

- Capacité de bollard choisi

Un bollard de 200t correspond à :

$$R = 200 \times 9.81$$

$$R \approx 1962 \text{ KN.}$$

- Vérification

Effort appliqué : 1722 KN.

Capacité de bollard : 1962 KN.

$$R \approx 1962 \text{ KN} > F = 1722 \text{ KN.}$$

Donc : le choix de bollards de capacité 200 t est justifié par les efforts horizontaux transmis par les amarres du navire de projet avec une marge de sécurité d'environ de 15%.

V.3.2. Défense

Les défenses seront constituées en caoutchouc de type tronconique leurs dimensions seront calculées ultérieurement.



Figure 36. Défense de projet.

✓ Justification de choix d'une défense de SCN 1600 E2.9

Pour amortir le choc d'accostage, on prévoit des éléments de protection appelés défenses ; ces derniers doivent être choisis de telle façon à absorber l'énergie due aux chocs, ils ne sont pas destinés seulement à résister aux chocs normaux au front d'accostage mais aussi aux efforts longitudinaux causés par les phénomènes de frottements navire-ouvrage, On distingue plusieurs types de défenses, en bois, métalliques, et en caoutchouc.

Le choix du type de de défenses est conditionné par le calcul de l'énergie cinétique à absorber. Cette énergie absorbée (E_d) est fonction de la taille du navire et de sa vitesse d'accostage.

- Formule de l'énergie d'accostage (Défenses de quai)

$$E_b = \frac{1}{2} \times M \times V_b^2 \times C_e \times C_m \times C_s \times C_c$$

Avec :

E_b : Énergie d'accostage effective (en KN.m).

M : Masse ou déplacement du navire (en tonnes).

V_b : Vitesse d'accostage du navire au moment de l'impact (en m/s).

C_e : Coefficient d'excentricité.

C_m : Coefficient de masse ajoutée.

C_s : Coefficient de douceur (dépendant du type de structure).

C_c : Coefficient de configuration de l'accostage.

La masse de navire : $M=80000$ t.

La vitesse d'accostage : $V_b=0.15$ m/s.

$C_e = 1$; (grands vraquiers).

$C_m = (1+2d/B)$, avec d est le tirant d'eau et B est la largeur de navire.

$C_m = 1.8$

$C_s = 0.9$; (quai sur pieux).

$C_c = 1$; (accostage normal).

- Energie de dimensionnement

$$E_b = \frac{1}{2} \times 80000 \times 0.15 \times 0.15 \times 1 \times 1.8 \times 0.9 \times 1$$

$$E_b = 1458 \text{ KN.m.}$$

$$E_b \approx 1500 \text{ KN.m.}$$

- Vérification de choix du modèle SCN 1600 E2.9

Le modèle retenu a les caractéristiques typiques suivantes :

$$E_R \approx 2400 \text{ KN.m.}$$

$$R_R \approx 2900 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } E_R \approx 2400 \text{ KN.m} > E_b \approx 1500 \text{ KN.m}$$

Donc le choix de défense de type SCN 1600 E2.9 est justifier.

V.4. Dimensionnement de la digue

V.4.1. Dimensionnement de la carapace

- **Dimensionnement du poids de la carapace**

La présente analyse utilise la méthode de Hudson (1953) pour le dimensionnement des blocs, conformément à l'expression suivante :

$$W_C = \frac{\gamma_B H^3}{k_D \left(\frac{\gamma_B}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cotg \alpha}$$

W_C : poids des BCR en tonnes.

γ_B : masse volumique des blocs utilisés.

γ_w : masse volumique de l'eau de mer.

$\cotg \alpha$ = angle du talus à l'horizontale.

k_D : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

H : amplitude de la houle de dimensionnement.

- **Dimensionnement de l'épaisseur de la carapace**

Le calcul de l'épaisseur est effectué selon la formule recommandée par le Shore Protection Manual (CERC – US Army), présentée ci-dessous :

$$E = n \times k_A \times \left(\frac{W_C}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

E = épaisseur carapace en m.

n = nombre de couches (= 2).

w_c = poids des blocs de carapace.

γ_s = densité du matériau.

$K\Delta$ = coefficient de type de couche.

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

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

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

Nb = nombre de blocs par m².

n = nombre de couches.

w_c = poids des blocs de carapace.

γ_s = densité du matériau.

k_{Δ} = coefficient de forme des blocs.

p = porosité moyenne = 37 %.

V.4.2. Dimensionnement de la sous couche

- **Poids de la sous couche**

La sous-couche assure la transition entre le noyau et la carapace tout en empêchant l'entraînement des particules fines du noyau par l'action de l'eau. Selon le Rock Manual, le poids des enrochements de la sous-couche w_{sc} doit être compris entre $w_c/15$ et $w_c/10$, où w_c représente le poids des blocs de la carapace.

- **Épaisseur de la sous couche**

L'épaisseur du filtre est donnée par la même formule que **V.4.1** en prenant les caractéristiques du filtre.

V.4.3. Dimensionnement du noyau

- **Poids du noyau**

Le poids du noyau est généralement compris entre $w_c/6000$ et $w_c/4000$.

- **Vérification des lois de Terzagui.**

Les règles énoncées par Terzagui permettent d'assurer que les sous-couches assurent bien leur rôle qui est de filtre granulométrique permettant de retenir les matériaux les plus fins, à cet effet les inéquations suivantes devront être respectées, (Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D).

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} \leq 5 \quad ; \quad 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} \leq 20 \quad ; \quad \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} \leq 25$$

- On calcule le pourcentage en diamètre par la formule suivante :

$$Di = i \times (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

- Calculer le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer :

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

Où w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

- Paramètre de calcul

$\gamma_B = 2.65 \text{ t/m}^3$ pour les enrochements naturels	$\gamma_w = 1.028 \text{ t/m}^3$
$\gamma_B = 2.4 \text{ t/m}^3$ pour les blocs BCR	$\cotg \alpha = 3/2$
$k_D = 4$ blocs anguleux	$H = 2.68 \text{ m}$
$k_A = 1$ enrochements naturels	$n = 2$
$k_A = 1.1$ blocs BCR	$p = 44 \%$

- Calcul du poids de la carapace

$$W_c = \frac{\gamma_b H^3}{k_D \left(\frac{\gamma_b}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cotg \alpha} = \frac{2.4 \times 2.86^3}{4 \left(\frac{2.4}{1.028} - 1 \right)^3 1.5} = 3.93 \text{ t} \simeq 4 \text{ t}$$

La catégorie des blocs à choisir devra comporter $0.75 W_c$ et $1.25 W_c$ donc 3t et 5t.

Le choix de blocs BCR de 5t est justifié.

- Calcul de l'épaisseur de la carapace

Avec : $w_c = (3+5) / 2 = 4 \text{ t}$

$$E = n \times k_A \left(\frac{w_c}{\gamma_b} \right)^{1/3} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{4}{2.4} \right)^{1/3} = 2.6 \text{ m}$$

On prend E carapace = 2.6 m

- **Calcul du nombre de blocs par unité de surface**

$$Nb = n \times k\Delta \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma b}{w_c}\right)^{2/3} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{4}\right)^{2/3} = 0.87 \approx 0.9$$

Soit 90 blocs par 100 m².

- **Poids de la sous couche**

$$w_c/15 \text{ t} < w_{sc} < w_c/10 \text{ t} \Rightarrow 4/15 \text{ t} < w_{sc} < 4/10 \text{ t} \Rightarrow 0.267 \text{ t} < w_{sc} < 0.4 \text{ t}$$

Le choix de la catégorie d'enrochement [0.4 t] est justifié.

- **Epaisseur de la sous couche**

Avec : $w_{sc} = 0.4 \text{ t}$

$$E = n \times k\Delta \left(\frac{w_{sc}}{\gamma_s}\right)^{1/3} = 2 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{2.65}\right)^{1/3} = 1.1 \text{ m}$$

- **Poids du noyau.**

$$W_c/6000 \text{ t} < w_n < w_c/4000 \text{ t}$$

$$4/6000 \text{ t} < w_n < 4/4000 \text{ t}$$

$$6.67 \times 10^{-4} \text{ t} < w_n < 10 \times 10^{-4} \text{ t}$$

Donc : On prendra un tout venant de carrière 0 à 500 Kg.

- **Vérifications de Terzagui**

Noyau : $0 \leq W \leq 0.5T$

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi \cdot 2.65}\right)^{1/3} = 0 \text{ m} \quad \phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \cdot 2.65}\right)^{1/3} = 0.7 \text{ m}$$

$$D15 = 0.15 (0.7 - 0) + 0 = 0.105 \text{ m}$$

$$D50 = 0.50 (0.7 - 0) + 0 = 0.35 \text{ m}$$

$$D85 = 0.85 (0.7 - 0) + 0 = 0.595 \text{ m}$$

Couche filtre : $0.3 \leq W \leq 0.4T$

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.3}{4\pi \cdot 2.65}\right)^{1/3} = 0.6 \text{ m} \quad \phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.4}{4\pi \cdot 2.65}\right)^{1/3} = 0.7 \text{ m}$$

$$D15 = 0.15 (0.7 - 0.6) + 0.6 = 0.615 \text{ m.}$$

$$D50 = 0.50 (0.7 - 0.6) + 0.6 = 0.650 \text{ m.}$$

$$D85 = 0.85 (0.7 - 0.6) + 0.6 = 0.685 \text{ m.}$$

Donc :

$$\frac{D15(filtre)}{D85(noyau)} = \frac{0.615}{0.595} = 1.03 \leq 5 \quad \text{Vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D15(filtre)}{D15(noyau)} = \frac{0.650}{0.105} = 5.85 \leq 20 \quad \text{Vérifié}$$

$$\frac{D50(filtre)}{D50(noyau)} = \frac{0.8}{0.35} = 1.86 \leq 25 \quad \text{Vérifié}$$

V.4.4. Dimensionnement de la 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.

V.4.4.1. Poids de la butée de pied

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

$$W_{butée} = \frac{0.1}{KD} \times \frac{\gamma_s \times H^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3 \cot \alpha} \times \frac{H_b}{ds}$$

Avec :

γ_s : Masse volumique des blocs utilisés (enrochements naturels).

γ_w : Masse volumique de l'eau de mer.

α : Angle du talus.

KD : Coefficient de stabilité.

H_b : Houle de projet.

ds : Profondeur au pied de l'ouvrage ($1.2 H_b < ds < 1.3 H_b$).

- **Calcul du poids de la butée de pied**

$$W_{butée} = \frac{0.1}{1} \times \frac{2.65 \times 2.86^3}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1\right)^3 \times \frac{3}{2}} \times \frac{2.86}{3.5} = 0.8 \text{ t}$$

$$W_{butée} = 0.8 \text{ t.}$$

Donc le choix de la catégorie d'enrochement [0.5t – 1t] est justifié.

V.4.4.2. Épaisseur de la butée de pied

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

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

Avec :

$\eta = 2$: nombre de couches.

$W_{butée}$: Poids unitaire de la butée.

γ_s : Masse volumique du filtre (enrochements naturels).

K_{Δ} : coefficient de forme des blocs.

- **Épaisseur de la butée de pied**

$$E = 2 \times 1 \times \left(\frac{0.8}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.3m$$

On prend $E = 1.3m$.

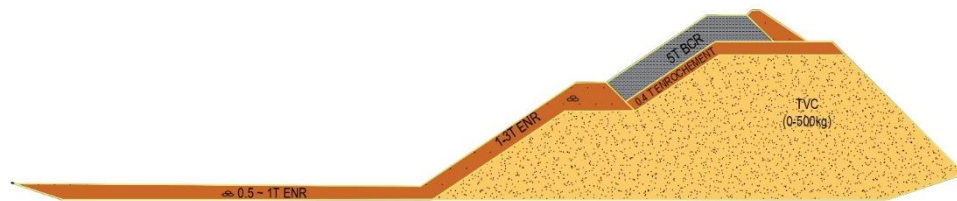


Figure 37. La digue de projet.

V.5. Conclusion

Ce chapitre a présenté le dimensionnement et la vérification de la digue supportant le quai ainsi que des principaux équipements du quai minéralier, afin d'assurer leur stabilité, leur sécurité et leur conformité aux conditions d'exploitation et aux caractéristiques du navire de projet.

**CHAPITRE VI :
DIMENSIONNEMENT ET
VÉRIFICATIONS DE LA
STRUCTURE DE QUAI**

VI. DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATIONS DE LA STRUCTURE DE QUAI

VI.1. Introduction

Dans le cadre de la vérification de la sécurité et des performances de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie, ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents éléments de la structure. Il prend en compte les sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis ainsi que les conditions géotechniques et environnementales du site.

VI.2. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux jouent un rôle essentiel dans le dimensionnement, la stabilité, la résistance et la durabilité des différents éléments structuraux. Ci-dessous sont présentées les caractéristiques des matériaux utilisés dans le projet.

VI.2.1. Béton

- **Résistance en compression**

La résistance caractéristique du béton à un âge donné j est exprimée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{28} > 40 \text{ MPa}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance à la traction du béton est liée à sa résistance à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité du béton**

Le module de déformation longitudinale différée est égal à l'expression suivante :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt{f_{cj}}$$

Caractéristique	Symbole	Valeur
Résistance en compression (MPa)	f_{c28}	35
Résistance à la traction (MPa)	f_{t28}	2,7
Module d'élasticité de béton à 7 jours (MPa)	E_{i7}	10551,61
Module d'élasticité de béton à 28 jours (MPa)	E_{i28}	12101,51
Densité (kg/m ³)	γ_b	25

Tableau 19. Caractéristiques du béton.

VI.2.2. Armatures du béton armé

Les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500. Leurs principales caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

Module d'élasticité : $E_s = 200$ GPa

Les diamètres commerciaux disponibles pour les barres HA indépendantes sont (en mm) : 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40.

VI.2.3. Les tubes en acier

Les pieux retenus pour le projet sont des tubes creux en acier de type API 5L X80. Ce type d'acier est disponible dans une large gamme de diamètres commerciaux, allant d'environ 60 mm à plus de 1200 mm, avec des épaisseurs variables adaptées aux exigences structurales et aux conditions de sollicitation de l'ouvrage.

Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

Module d'élasticité : $E_S = 210$ GPa

VI.3. Situations du projet

VI.3.1. Situation durable SD :

- Actions permanentes (AG).
- Actions d'exploitation (Q).

VI.3.2. Situation sismique SS :

- Actions permanentes (AG).
- Actions sismiques (E).
- Actions d'exploitation (Q).
- Pression hydrodynamique (Pw).
- Force d'accostage (ER).

VI.3.3. Détermination des charges agissant sur le quai

1. Charges permanentes AG

- PP : Poids propre.
- Pw : Pression hydrostatique.
- Les efforts dus à la houle sont supposés négligeables, le quai étant situé dans un bassin fermé.

2. Charges d'exploitation Q

- GM : Grue mobile.

La grue mobile de type LIEBHERR LHM 400, sera déployée pour la manutention dans le port.

Les dimensions et paramètres de la grue sont les suivants :

- Poids propre : 412t.
- Charge levée max : 104t.

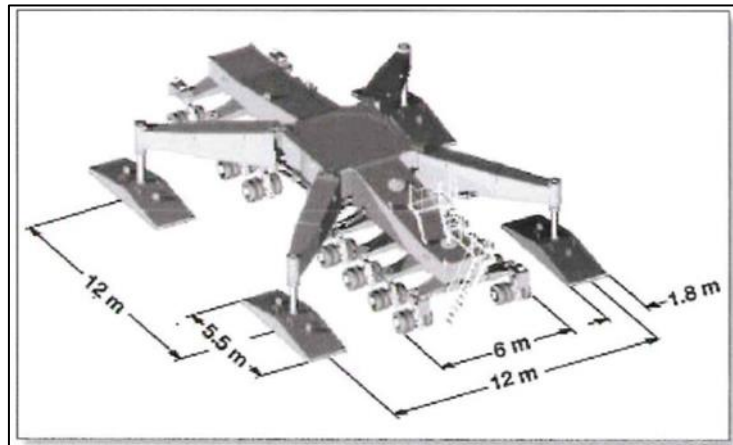


Figure 38. Grue Mobile de Type LIEBHERR LHM 400.

- PD : portique a déchargement.

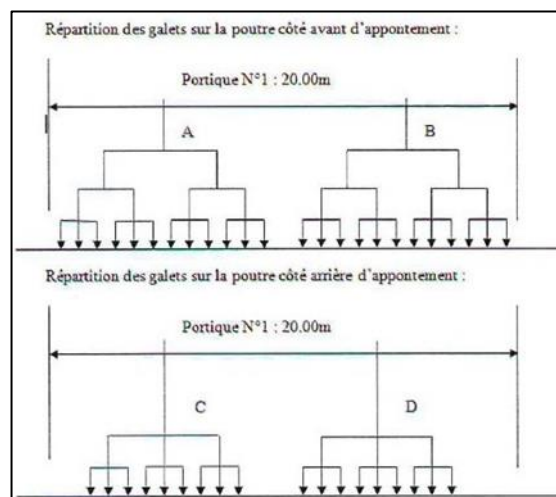


Figure 39. Répartition des Charges du Portique.

La charge horizontale est considérée comme étant égale à 10 % des charges verticales.

Condition	Direction	Unité	Valeur
Charge par roue en fonctionnement	Roue avant vertical	kN/m	422
	Roue avant horizontal-perpendiculaire au rail	kN/m	42.2
Charge par roue hors service	Roue avant vertical	kN/m	477
	Roue avant horizontal perpendiculaire au rail	kN/m	47.7

Tableau 20. Charge des portiques à déchargement.

- TP : Surcharge de stockages sur le terre-plein est égale à 4 t/m².
- TQ : Surcharge de tablier du quai est égale à 2 t/m².



Figure 40. Diagramme d'une charge uniformément répartie.

- AM : Effort d'amarrage est égale à la résistance du bollard $R_b = 200$ t avec un espacement de 21 m.
- MR : Effet du marnage est égale à 0,34 m.
- ER : Force d'accostage ≈ 2400 kN.m.

3. Actions sismiques

D'après le RPOA 2008, Le site concerné par cette étude se situe en zone II a . Ainsi, dans la situation durable l'ouvrage est considérés comme un ouvrage stratégique d'importance 1 ($A=0,25$).

Les forces d'inertie sismiques de conception FH et FV agissant sur toutes les masses, respectivement dans les directions horizontale et verticale, dans l'analyse pseudo-statique doivent être considérées comme suit :

$$F_h = K_h \times W \quad \text{D'où} \quad K_h = A$$

$$\text{Et } F_v = K_v \times W \quad \text{D'où} \quad K_v = \pm 0,3 \times K_h$$

Où:

FH : Forces d'inertie sismique horizontales de conception (kN).

FV : Forces d'inertie sismique verticales de conception (kN).

W : Poids des masses

ah Accélération sismique horizontale : $a_h=0.25g$

av Accélération sismique verticale : $a_v=\pm 0.3a_h$.

- **Poussée hydrodynamique**

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme, évalués à partir de la théorie de WESTERGAARD, qui donne une distribution parabolique des surpressions.

La poussée hydrodynamique est : $P_{wd} = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$.

Avec :

γ_d = poids volumique de l'eau de mer.

k_h = coefficient séismique horizontal.

h : profondeur de l'eau totale.

z : profondeur de l'eau variable.

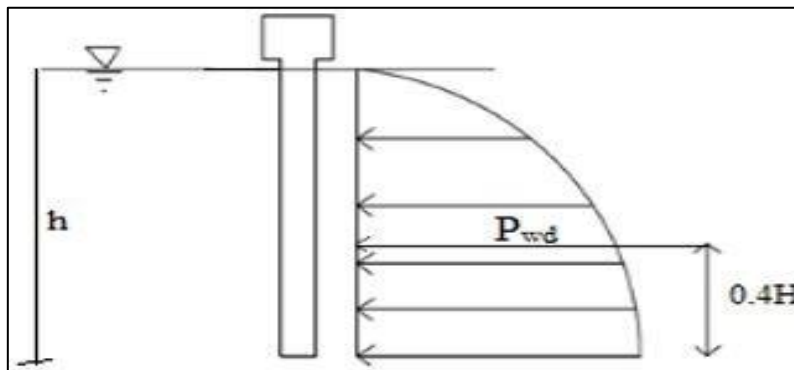


Figure 41. Poussée hydrodynamique.

VI.4. Combinaisons d'actions**• ELU**

Les combinaisons sont les suivantes :

$$\gamma_G \times AG + \gamma_{Q;1} \times AM + \gamma_{Q;2\omega 0} \times (GM + PD + TQ) + \gamma_{Q;2\omega 1} \times TP$$

$$\gamma_G \times AG + \gamma_{Q;1} \times (GM + PD + TQ) + \gamma_{Q;2\omega 0} \times AM + \gamma_{Q;2\omega 1} \times TP$$

$$\gamma_G = 1,35$$

Avec :

$$\gamma_{Q;1} = 1,5$$

$$\gamma_{Q;2\omega 0} = 1$$

$$\gamma_{Q;2\omega 1} = 0,7$$

• ELS

La combinaison est la suivante :

$$AG + AM + GM + PD + TQ + TP$$

• ELA

La combinaison est la suivante :

$$AG + AM + GM + PD + TQ + TP + E + P_w$$

$$AG + ER + GM + PD + TQ + TP$$

VI.5. Modes de rupture possible

L'analyse des modes de rupture permet d'identifier les mécanismes susceptibles d'affecter la stabilité du quai, tant au niveau des fondations que de la structure. Elle constitue une étape essentielle pour vérifier la sécurité et le bon dimensionnement de l'ouvrage face aux différentes sollicitations.

Les modes de rupture considérés sont les suivants :

VI.5.1 Instabilité générale du site

La vérification de la stabilité générale vise à garantir l'équilibre global du système sol-structure en évitant tout risque de rupture ou de glissement du massif de sol.

Cette analyse est généralement réalisée à l'aide des méthodes d'équilibre limite, telles que celles de Bishop et de Spencer, qui permettent d'évaluer le coefficient de sécurité en comparant les forces motrices aux forces résistantes le long d'une surface de rupture potentielle.

Le coefficient de sécurité global est obtenu à l'aide de l'équation suivante :

$$F_s = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrices}}$$

Le logiciel **Slide** est utilisé pour l'évaluation de la stabilité des pentes par la détermination du facteur de sécurité (Fs). Basé sur la méthode de l'équilibre limite, il permet la modélisation bidimensionnelle du terrain et le découpage du massif en tranches. Le calcul des efforts moteurs et résistants conduit à la détermination du coefficient de sécurité global, permettant ainsi d'apprécier le degré de stabilité de la pente et d'identifier les zones critiques susceptibles de glissement.

VI.5.2. Etat limite de portance des pieux

Considérons un pieu ancré à une profondeur (D) dans le sol, Ce pieu, dont le poids propre est négligé, est soumis en tête à une charge axiale (Fc). À l'état de rupture, cette charge (Fc) est équilibrée par les réactions limites du sol, réparties entre la résistance latérale le long du fût et la résistance en pointe à la base du pieu.

Les vérifications sont effectuées avec l'approche 2 comme recommander par l'Eurocode.

Pour vérifie qu'un pieu supporte les charges en sécurité vis-à-vis l'état limite de portance l'inégalité suivante doit être satisfait :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

D'où :

$F_{c;d}$: la valeur de calcul de la charge de compression axiale agissant sur le pieu.

$R_{c;d}$: la valeur de calcul de la portance du pieu.

La valeur de calcul de la portance du pieu se subdivise en deux termes :

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

D'où :

$R_{b;d}$: la valeur de calcul de résistance de pointe.

$R_{s;d}$: la valeur de calcul de résistance de frottement latéral du fût.

D'où :

$$R_{s;d} = \frac{q_s \times P \times D}{\frac{\gamma_{Rd1} \times \gamma_{Rd2} \times \gamma_s}{\beta_1}}$$

$$R_{b;d} = \frac{q_p \times A_p}{\frac{\gamma_{Rd} \times \gamma_{Rd2} \times \gamma_b}{\beta_2}}$$

q_p : résistance unitaire du sol sous la pointe.

A_p : section droite de la pointe.

q_s : frottement latérale unitaire limite.

P : périmètre du pieu.

D : l'ancrage du pieu.

$\gamma_{Rd1}, \gamma_{Rd}$: des Coefficients partiels du modèle dépendent de la méthode de calcul et la catégorie du pieu.

γ_b, γ_s : des facteurs partiels de résistance γ_b (pointe) γ_s (frottement).

β_1, β_2 : des coefficients dépendent de l'état limite calculer.

Calcul de q_p et q_s à partir des résultats pressiométriques PMT :

$$q_p = K_p \times P_{le*}$$

D'où

$$a = \max\left(\frac{B}{2}; 0,5m\right)$$

$$b = \min(h, a)$$

B : diamètre du pieu.

h : la profondeur d'ancrage dans la couche porteuse.

Avec :

$$K_p = \min\left(1 + (K_{pmax} - 1) \cdot \frac{D_{ef}}{5 \cdot B}, K_{pmax}\right)$$

$$D_{ef} = \frac{1}{P_{le}} \cdot \sum_{D-10B}^D P_1(z) dz$$

D_{ef} : la profondeur d'encastrement équivalente.

Et :

$$q_s = \min(q_{smax}, \alpha_{pieu-sol} \times f_{sol})$$

$$\frac{1}{b + 3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P(z) dz$$

q_{smax} : frottement latéral maximal développée pour un type de sol et une catégorie de pieu.

$\alpha_{pieu-sol}$: paramètre adimensionnel dépend de type de pieu et du type du sol.

f_{sol} est en fonction de la résistance du sol, calculer en corrélation avec la pression limite.

Voici les tableaux représentant les valeurs de K_{pmax} , $\alpha_{pieu-sol}$ et q_{smax} :

Terrain	Argile %CaCo3<30% Limon sol intermédiaires	Sol intermédiaires sable grave	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
Classe du pieu					
5	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2

Tableau 21. Valeurs de K_{pmax} .

Terrain	Argile %CaCo3<30% Limon sol intermédiaires	Sol intermédiaires sable grave	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
Classe du pieu					
5	1,2	0,7	0,5	1,0	1,0

Tableau 22. Valeurs de $\alpha(\text{pieu-sol})$.

Terrain	Argile %CaCo3<30% Limon sol intermédiaires	Sol intermédiaires sable grave	Craie	Marne et calcaire marneux	Roche altérée et fragmentée
Classe du pieu					
5	90	50	50	90	90

Tableau 23. Valeurs de q_{smax} .

La courbe ci-dessous représente les valeurs de f_{sol} en fonction de la pression limite P_l :

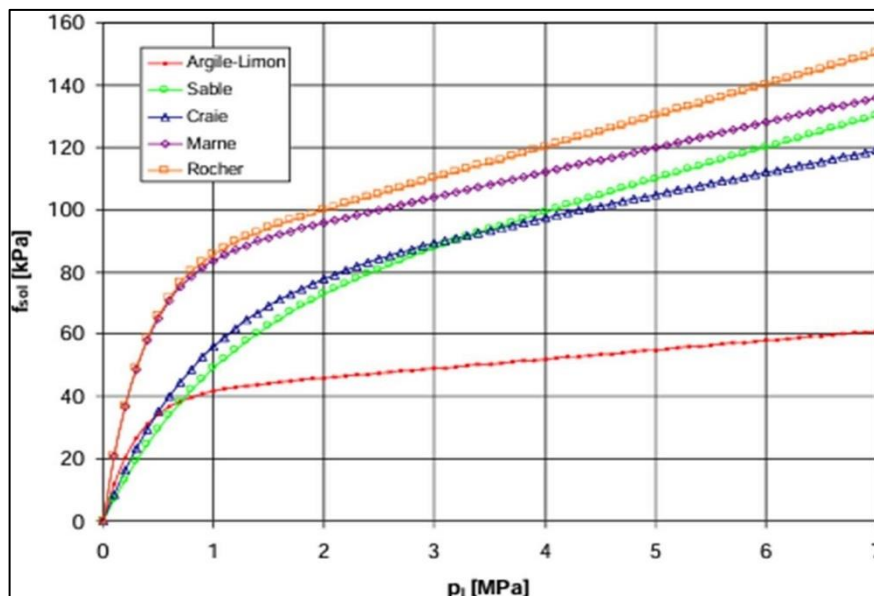


Figure 42. Courbe f_{sol} (P_l).

Le tableau suivant représente les valeurs des coefficients partiels :

Coefficient	γ_{Rd1}	γ_{Rd2}	$\beta_1 ; \beta_2$	
Valeur	1,4	1,1	ELU	ELS
			1	0,7

Tableau 24. Coefficients partiels.

- **Le frottement négatif**

Le frottement négatif des pieux est provoqué par les tassements des couches compressibles sous l'effet des charges générées par le remblai et la digue. Ces ouvrages augmentent les contraintes dans le sol, entraînant sa consolidation et son déplacement vers le bas par rapport aux pieux ancrés dans les couches porteuses profondes. Ce mouvement relatif génère une force de traînée descendante le long du fût des pieux.

L'évaluation du frottement négatif a été réalisée avec le logiciel **FOXTA V5**, en utilisant le module **TASPie+** dédié au calcul des tassements des fondations profondes. Cette modélisation a permis de prendre en compte l'interaction sol-pieu, d'évaluer les tassements et d'analyser l'effet du frottement négatif sur le comportement des pieux.

Le calcul des tassements a été réalisé à l'aide du logiciel **SETTLE 3D**. Les résultats obtenus ont ensuite été exploités dans le logiciel **SATPIE** pour le calcul du frottement négatif le long des pieux.

VI.5.3. Rupture par insuffisance de résistance interne

Cet état limite peut survenir lorsque les efforts internes dépassent la résistance maximale de la section ou de l'élément soumis à une sollicitation.

La vérification de cet état limite comprend deux étapes :

1. La détermination des efforts de calcul.
2. La vérification de leur admissibilité.

Ainsi, il y a lieu de vérifier les instabilités qui peuvent survenir dans le cas des éléments métalliques.

Les vérifications nécessaires sont les suivantes :

VI.5.3.1. Vérification de la résistance au cisaillement

Il convient de vérifier que la valeur de calcul de l'effort tranchant dans chaque section satisfait l'expression suivante :

$$v_{Ed} \leq v_{pl,Rd} \quad \text{Où} \quad v_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad A_v = \frac{(D^2 - d^2)}{2}$$

v_{Ed} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$v_{pl,Rd}$: valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort tranchant pour chaque âme.

f_y : limite d'élasticité.

A_v : l'aire de cisaillement projetée pour chaque âme.

t_w : épaisseur d'âme.

γ_{M0} : coefficient de sécurité est égal à 1.

D : diamètre extérieur.

d : diamètre intérieur.

VI.5.3.2. Vérification de la résistance au moment de flexion

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$\text{Où} \quad M_{c,Rd} = W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{si} \quad v_{Ed} \leq 0.5 \times v_{pl,Rd}$$

M_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.

$M_{c,Rd}$: valeur de calcul du moment fléchissant résistant de la section transversale.

W_{el} : Module de résistance élastique.

VI.5.3.3. Vérification du flambement des chemises métalliques en situation durable

Le phénomène de flambement concerne principalement les zones du pieu présentant un faible confinement latéral. Ainsi, la partie située en eau constitue la zone la plus critique, en raison de l'absence de rigidité latérale, et se comporte comme une colonne libre susceptible de flamber.

En revanche, la partie encastrée dans le sol est soumise à une réaction latérale continue du terrain, assimilable à un appui élastique, ce qui assure un encastrement progressif et limite fortement le risque de flambement classique.

Par conséquent, la vérification du flambement est principalement réalisée sur la longueur libre en eau, tandis que la partie enterrée est traitée en tenant compte de l'effet de confinement du sol.

VI.5.3.4. Vérification du flambement de la zone la plus critique

En compression la condition à vérifier est la suivante :

$$N_{Ed} < \frac{N_K}{\gamma_R}$$

N_{Ed} : la valeur de calcul de l'effort normal de compression.

N_K : résistance ultime de flambage.

γ_R : facteur de résistance est égal à 1,1.

$$N_K = K \times N_{pl}$$

K : coefficient de flambage est égal à 0,87 pour les chemises.

N_{pl} : la valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale.

$$N_{pl} = A \times f_y$$

VI.6. Situation durable SD**VI.6.1. Vérification de stabilité du site**

- **Situation de calcul fondamental**

Dans cette phase, l'ouvrage est entièrement achevé et soumis à l'ensemble des charges d'exploitation portuaires. L'analyse de stabilité montre que le site présente un coefficient de sécurité de 1,933, supérieur à la valeur minimale généralement requise. La stabilité générale de l'ouvrage est donc considérée comme vérifiée pour cette situation.

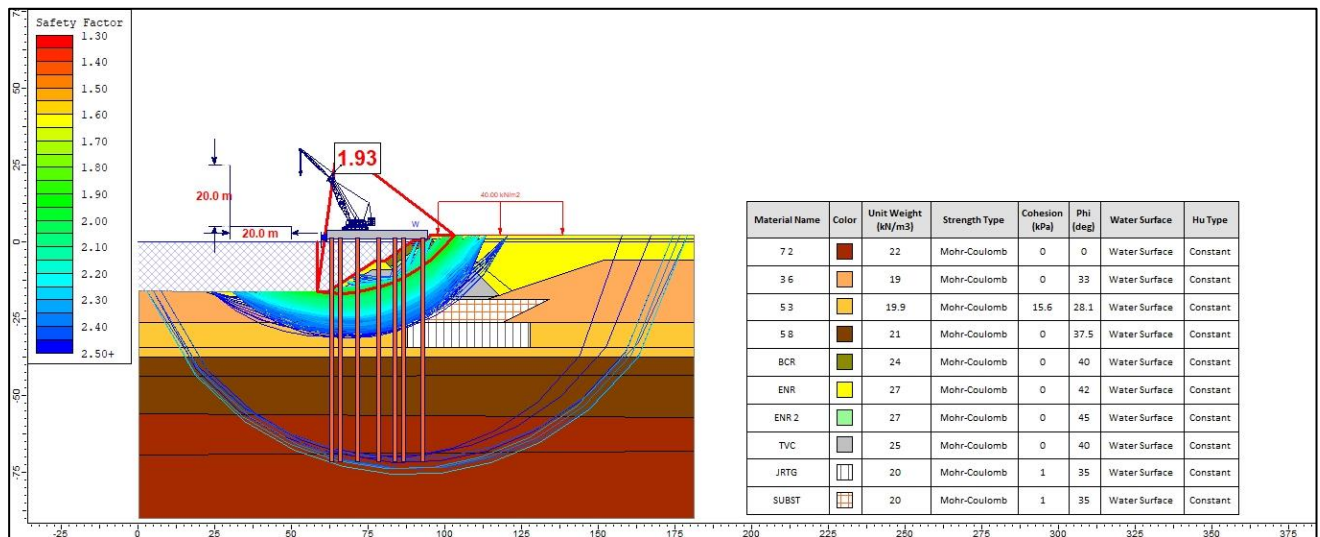


Figure 43. Résultats de la stabilité générale du site en ST fondamental.

VI.6.2. Structure du quai

VI.6.2.1. Présentation du modèle de calcul

La structure du quai est constituée d'un maillage des poutres de 2m de hauteur avec une dalle en béton armé de 0.8 m d'épaisseur supportée par des pieux tubulaires de diamètre 1,20 m. Ces pieux sont ancrés dans le substratum rocheux situé à une profondeur d'environ -70,00 m NGA. Cette structure est modélisée avec le logiciel Robot Structural Analysis en utilisant l'élément coque.

Le but de cette modélisation est de déterminer les efforts internes des éléments structuraux sous les sollicitations dans la situation durable, afin de déduire le ferrailage. Également, de vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis les charges horizontales (Amarrage, Poussée, Séisme).

Les pieux sont définis par un élément poteau, les poutres par un élément barre et la dalle par un élément coque.

Les appuis des pieux sont modélisés comme des appuis simples rigides, due à leur encastrement sur la roche.

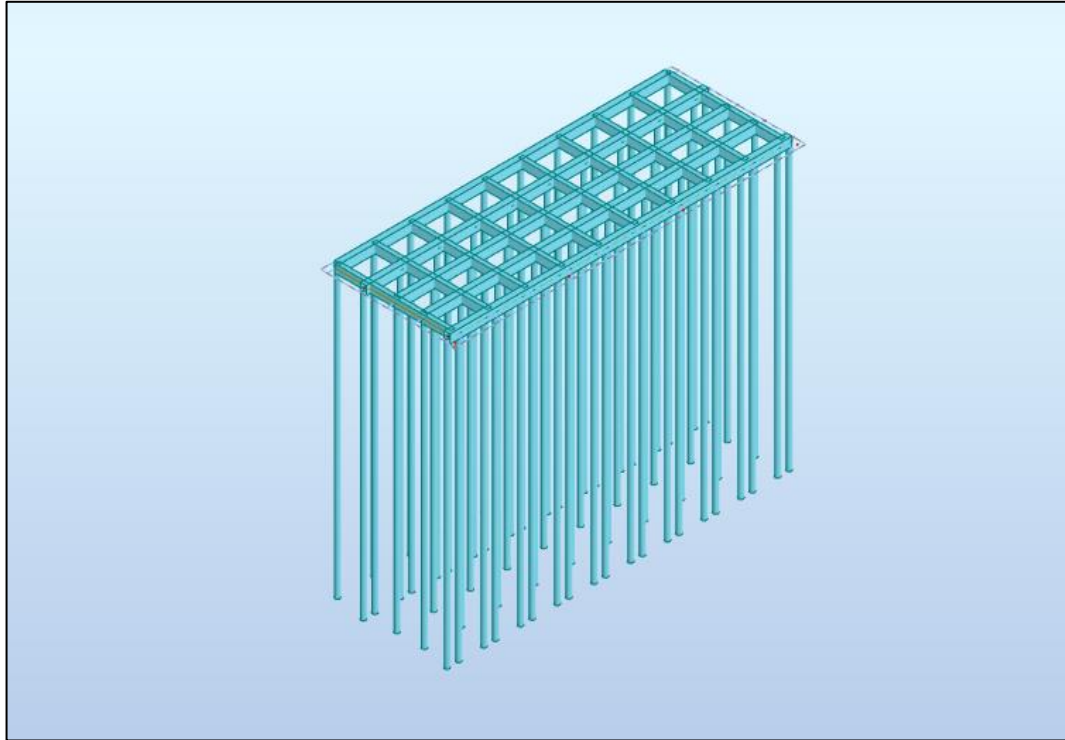


Figure 44. Modèle du calcul.

VI.6.2.2. Interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est modélisée au moyen de ressorts de comportement élastoplastique parfait, permettant de représenter la réponse non linéaire du sol sous chargement. Le coefficient de réaction horizontale K_f est déterminé en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et des lois de comportement adoptées.

Le dimensionnement des fondations profondes est réalisé conformément à la norme **NF P 94-262**, assurant une prise en compte correcte de l'interaction entre les pieux et le sol.

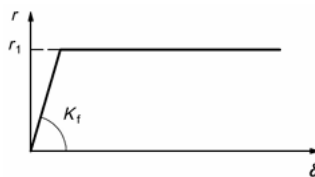


Figure 45. Loi de réaction frontale – Cas général.

Voici l'expression de calcul de K_f :

$$K_f = \frac{12 \times EM}{\frac{4}{3} \times \frac{B0}{B} \left(2.65 \times \frac{B}{B0} \right)^\alpha + \alpha}$$

Avec :

E_M : module pressiométrique du sol.

α : coefficient rhéologique du sol.

B : Largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement égale à 1.2 m.

B0 : Largeur de référence prise égale à 0,60 m.

Voici le tableau qui représente les valeurs de Kf pour chaque sol :

Unité	Sol	EM (Kpa)	α	Kf (KN/m2.m)
2-1	Sable argileux	2730	0.333	21908,98
3-1	Sable très molle	1350	0.667	6009,57
3-6	Sable argileux de densité moyenne	6120	0.333	49114,6
5-3	Argile raide	8910	0.667	39663,16
5-8	Sable argileux très dense	22240	0.333	178481,96
7-2	Gneiss très altérés	26530	0.667	118099,19

Tableau 25. Valeurs de Kf pour chaque sol.

VI.6.2.3. Pression hydrodynamique

Les effets hydrodynamiques sont évalués à l'aide de la formule suivante :

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

P_w : Poussée hydrodynamique.

γ_w : La masse volumique de l'eau.

K_h : Accélération horizontale du séisme.

h : la hauteur d'élément immergé.

La poussée hydrodynamique est appliquée à : $Y_g = 0,4h$

γ_w (t/m ³)	K_h (m/s ²)	h (m)	Y_g (m)	P_w (t/m)
1.026	0.25	30	12	134.66

Tableau 26. Valeurs de pression hydrodynamique sur les pieux.

VI.6.2.4. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions adoptées dans le calcul sont :

$$\text{ELU} : 1.35 \times AG + 1.5 \times AM + (GM + PD + TQ)$$

$$1.35 \times AG + 1.5 \times (GM + PD + TQ) + AM$$

$$\text{ELS} : AG + AM + GM + PD + TQ$$

$$\text{ELA} : AG + AM + GM + PD + TQ + E + P_w$$

$$AG + ER + GM + PD + TQ$$

La composante de la force sismique E :

$$F_h = K_h \times W$$

$$F_h = 0,25 \times 2852.886$$

$$F_h = 713.22 \text{ KN.}$$

VI.6.2.5. Résultats des efforts internes des pieux

Voici les résultats des efforts maximaux de chaque état limite :

Element	Efforts	ELU	ELS	ELA
Pieu	M (KN.m)	1195.8	768.4	2832.6
	V (KN)	4230.7	2910.22	2916.3
	N (KN)	2052.3	1400	1250

Tableau 27. Résultats des efforts internes des pieux.

VI.6.2.6. Vérification d'état limite de portance

Pour vérifier qu'un pieu supporte les charges en sécurité vis-à-vis l'état limite de portance l'inégalité suivante doit être satisfaite :

D'où :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

$$R_{s;d} = \frac{q_s \times P \times D}{\frac{\gamma_{Rd1} \times \gamma_{Rd2} \times \gamma_s}{\beta_1}}$$

$$R_{b;d} = \frac{q_p \times A_p}{\frac{\gamma_{Rd} \times \gamma_{Rd2} \times \gamma_b}{\beta_2}}$$

$$q_p = K_p \times P_{le*}$$

$$q_s = \min(q_{smax}, \alpha_{pieu-sol} \times f_{sol})$$

- **Le frottement négatif**

L'analyse réalisée sous FOXTA à l'aide du module TASPie a permis de mettre en évidence la présence d'un plan neutre situé vers la cote -55.8 m. Au-dessus de cette profondeur, les tassements du sol induits par les remblais génèrent un frottement négatif qui augmente progressivement l'effort axial dans le pieu.

L'effort maximal atteint son maximum au niveau du plan neutre. En dessous de ce niveau, le frottement latéral devient positif et contribue à la reprise des charges, ce qui entraîne une diminution progressive de l'effort axial vers la pointe du pieu.

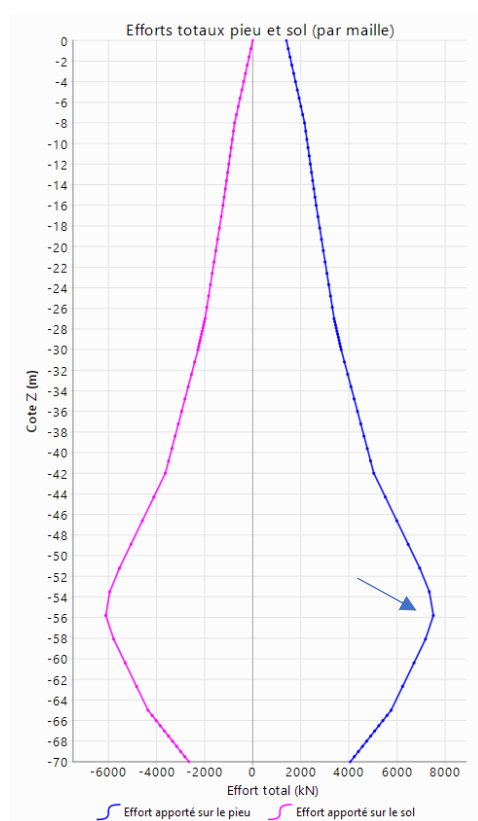


Figure 46. Répartition des efforts axiaux dans le pieu et le sol (module TASPie).

	ELU	ELS	ELA
Efforts (KN)	7912	7511	7461

Tableau 28. Valeurs des efforts totaux sur le pieu.

Paramètre	Application numérique	Valeur
A_p	$\pi \frac{1.2^2}{4}$	1, 13 m²
a	$\max (\frac{1.2}{2}; 0, 5m)$	0, 6 m
b	$\min (5, 0, 6)$	0, 6 m
P_{le*}	$\frac{1}{2.4} \times 5.76$	2.4 MPa
Def	$\frac{1}{2.4} \times (2.4 \times 6)$	6m
K_p	$\min (1+(1.2-1) \times \frac{6}{5 \times 1.2}; 1.2)$	1, 2
P	$\pi \times 1, 2$	3.77 m
$\alpha_{pieu-sol}$	-	1
Pl,m	-	2.7 MPa
f_{sol}	-	108 KPa
q_{smax}	-	90 KPa
q_s	$\min (90, 108)$	90 KPa

Tableau 29. Paramètres de vérification des états limites de portance du pieu.

Les valeurs de $R_{b;d}$ et $R_{s;d}$ sont présentées dans le tableau suivant :

Résistance	ELU	ELS
$R_{b;d}$ (KN)	1905.12	1333.6
$R_{s;d}$ (KN)	10735.82	7515.1
$R_{c;d}$ (KN)	12641	8848.7

Tableau 30. Valeurs de résistance de portance.

En comparant avec l'effort normal de compression agissant sur le pieu, on conclut :

$$12641 \text{ KN} > 7912 \text{ KN}$$

$$8848.7 \text{ KN} > 7511 \text{ KN}$$

Malgré l'augmentation des efforts axiaux engendrée par le frottement négatif, la portance des pieux reste vérifiée vis-à-vis l'ELU et ELS.

VI.6.2.7. Vérification de la résistance interne des chemises

- Vérification de la résistance au cisaillement

Paramètre	Application numérique	Valeur
A_v	$\frac{0.074 \times 2}{\pi}$	47000 mm ²
$V_{pl,Rd}$	$\frac{47000 \times 500}{\sqrt{3} \times 1}$	13569 KN
V_{Ed}	-	4230.7KN

Tableau 31. Paramètres de la vérification du cisaillement des chemises.

$$4230.7 \text{ KN} < 13569 \text{ KN}$$

Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée.

- Vérification de la résistance au moment de flexion

Paramètre	Application numérique	Valeur
V_{Ed}	-	4230.7 KN
$0,5 \times V_{pl,Rd}$	$0,5 \times 13569$	4816.5 KN
$4230.7 \text{ KN} < 4816.5 \text{ KN}$		
$M_{c,Rd}$	$\frac{2.15 \times 10^7 \times 500}{1}$	10750 KN.m
M_{Ed}	-	1195.8 KN.m

Tableau 32. Paramètres de la vérification du moment de flexion des chemises.

$$1195.8 \text{ KN.m} < 10750 \text{ KN.m}$$

La résistance au moment de flexion est vérifiée.

- Vérification du flambement de la zone la plus critique

$$N_{pl} = A \times f_y = 74142 \times 460 = 34128.32 \text{ KN}$$

$$N_k = K \times N_{pl} = 0.87 \times 34128.32 = 29692 \text{ KN}$$

$$N_{ed} = 2052.3 \text{ KN} < N_k / \gamma_R = 26993 \text{ KN}$$

Le non flambement de la zone la plus critique des pieux est vérifié.

VI.7. Situation sismique SS

VI.7.1. Vérification de stabilité du site

- Situation de calcul sismique

Suite à l'introduction des coefficients sismiques horizontaux (K_h) et verticaux (K_v), l'analyse de la stabilité générale de l'ouvrage aboutit à un coefficient de sécurité de 1,02. Cette valeur indique que l'équilibre de l'ouvrage est assuré sous sollicitation sismique, la stabilité générale étant ainsi vérifiée dans cette situation.

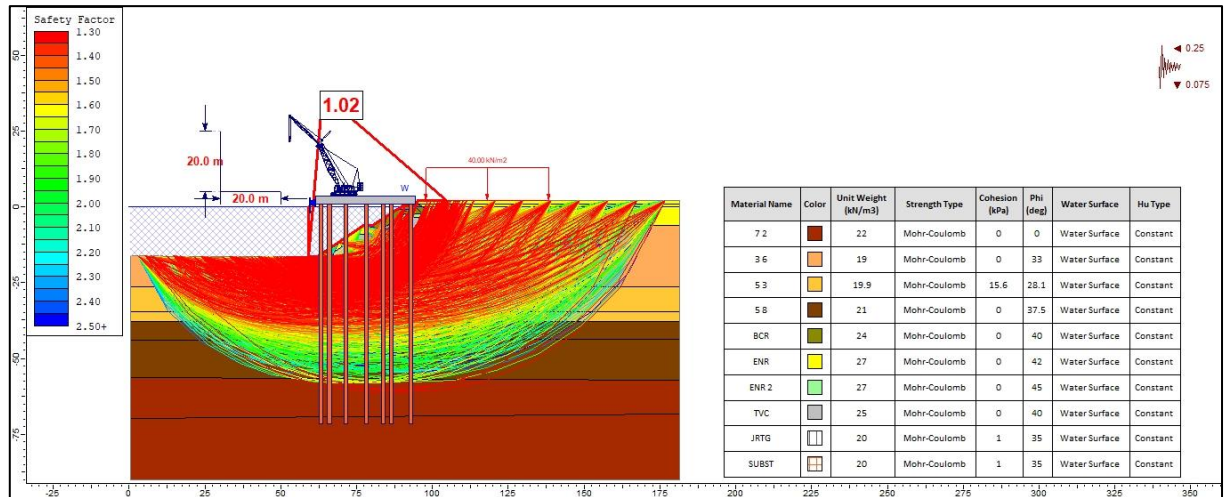


Figure 47. Résultats de la stabilité générale du site en ST sismique.

VI.7.2. Vérification d'état limite de portance

Pour vérifier qu'un pieu supporte les charges en sécurité vis-à-vis l'état limite de portance l'inégalité suivante doit être satisfaite :

D'où :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

$F_{c;d}$: la valeur de calcul de la charge de compression axiale agissant sur le pieu.

$R_{c;d}$: la valeur de calcul de la portance du pieu.

$F_{c;d} = 8045.6 \text{ KN}$ (le détail de calcul dans l'annexe)

En comparant avec l'effort normal de compression agissant sur le pieu, on conclut :

$$8045.6 \text{ KN} > 7461 \text{ KN}$$

Pour plus de détails voir l'annexe 02.

La portance des pieux est vérifiée vis-à-vis l'ELA.

VI.7.3. Vérification de la résistance interne des chemises

- Vérification de la résistance au cisaillement

Paramètre	Application numérique	Valeur
A_v	$0.074 \times \frac{2}{\pi}$	47000 mm²
$V_{pl,Rd}$	$\frac{47000 \times 500}{\sqrt{3} \times 1}$	13569 KN
V_{Ed}	-	2916.3 KN

Tableau 33. Paramètres de la vérification du cisaillement des chemises.

$$2916.3 \text{ KN} < 13569 \text{ KN}$$

Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée.

- Vérification de la résistance au moment de flexion

Paramètre	Application numérique	Valeur
V_{Ed}	-	2916.3 KN
$0,5 \times V_{pl,Rd}$	$0,5 \times 13569$	4816.5 KN
2916.3 KN < 4816.5 KN		
$M_{c,Rd}$	$2.15 \times 10^7 \times 500 / 1$	10750 KN.m
M_{Ed}	-	2832.6 KN.m

Tableau 34. Paramètres de la vérification du moment de flexion des chemises.

$$2832.6 \text{ KN.m} < 10750 \text{ KN.m}$$

Donc, la résistance au moment de flexion est vérifiée.

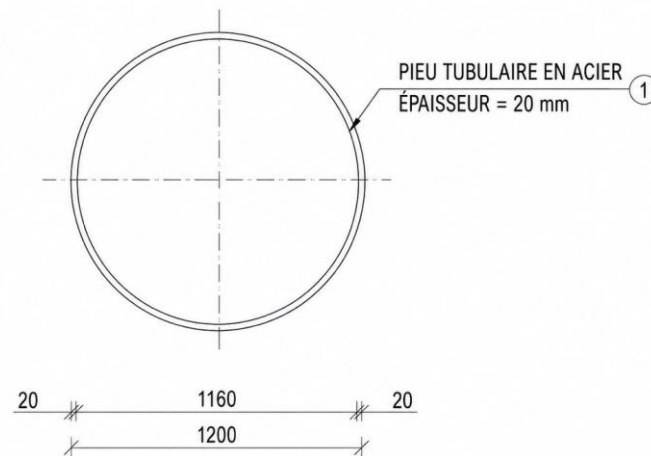


Figure 48. Croquis des chemises de pieux.

VI.8. Déplacement

Les déplacements calculés sous combinaison fréquente à l'ELS pour le quai sur pieux sont jugés acceptables.

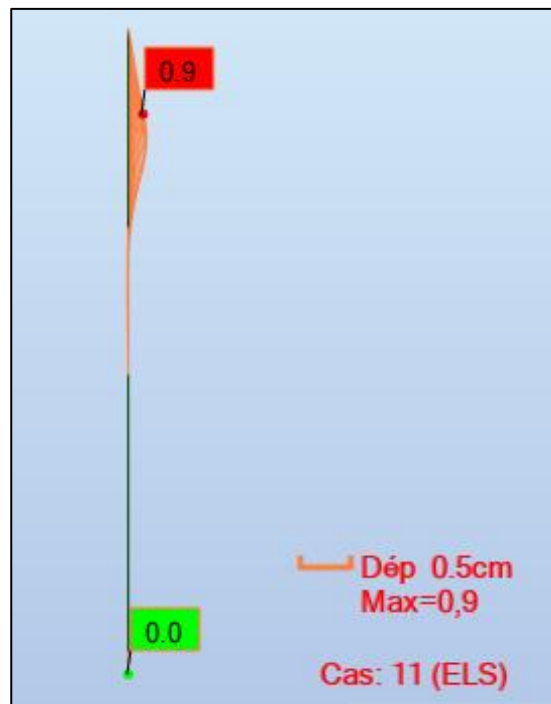


Figure 49. Déplacement des pieux.

VI.9. Dimensionnement de dalle (Quai)

Le comportement des dalles se traduit par une flexion suivant les axes xx et yy , générant ainsi deux moments de flexion, notés M_{xx} et M_{yy} .

Une modélisation complémentaire d'un panneau de dalle, correspondant à une maille du maillage de poutres, a été réalisée afin d'analyser les résultats. Le panneau présente une épaisseur de 80 cm et des dimensions de 14 m $\times$ 18 m.

Les calculs des sections de ferrailage sont réalisés à l'aide du logiciel Expert BA. Ainsi, les résultats des moments M_{xx} et M_{yy} sont présentés par la suite :

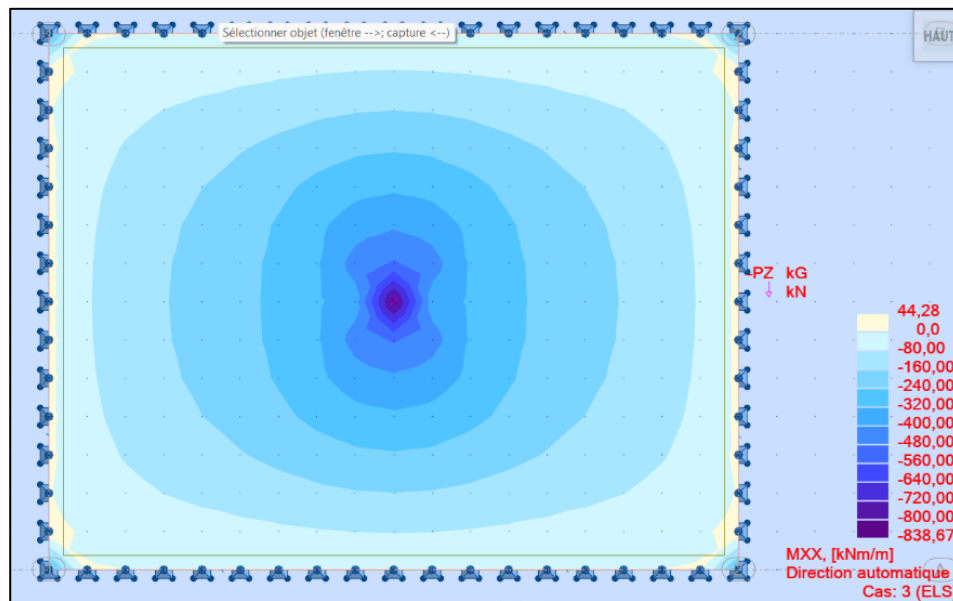


Figure 50. Moment M_{xx} à ELS.

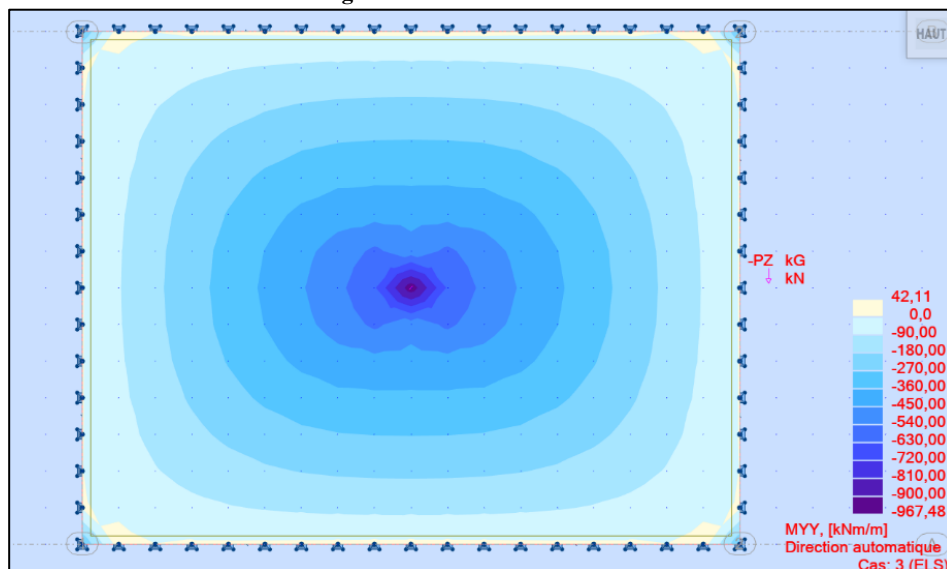


Figure 51. Moment M_{yy} à ELS.

Les résultats du moment M_{xx} maximal sont présentés dans le tableau suivant :

	ELS
$M_{xx} (+)$ (KN.m)	44.28
$M_{xx} (-)$ (KN.m)	-838.67

Tableau 35. Moment $M_{xx,max}$ de la dalle.

Ferraillage de la dalle selon M_{xx} :

Section	Ferraillage théorique	Ferraillage adopté / ml
As_{inf} (cm ²)	8.5	8 HA 12
As_{sup} (cm ²)	63.8	9 HA 32

Tableau 36. Ferraillage de la dalle selon M_{xx} .

Les résultats du moment M_{yy} maximal sont présentés dans le tableau suivant :

	ELS
$M_{yy} (+)$ (KN.m)	42.11
$M_{yy} (-)$ (KN.m)	-967.48

Tableau 37. Moment $M_{yy,max}$ de la dalle.

Ferraillage de la dalle selon M_{yy} :

Section	Ferraillage théorique	Ferraillage adopté / ml
As_{inf} (cm ²)	8.5	8 HA 12
As_{sup} (cm ²)	74.2	16 HA 25

Tableau 38. Ferraillage de la dalle selon M_{yy} .

Le détail de calcul du ferraillage est joint dans l'annexe 03.

Les sections d'armatures calculées étant importantes, les armatures supérieures (M_{xx} , M_{yy}) sont réparties sur deux nappes superposées. Cette disposition permet de respecter les prescriptions du BAEL en matière d'espacement des barres tout en facilitant le bétonnage et en assurant une bonne qualité d'exécution.

- **Armatures de peau**

D'après le BAEL, les poutres de grande hauteur ont une section au moins égale à 5 cm par mètre de longueur de parement.

Section	Ferraillage théorique	Ferraillage adopté / ml
As , (cm ²)	4	4 HA 12

Tableau 39. Armature de peau.

- **Croquis de la dalle**

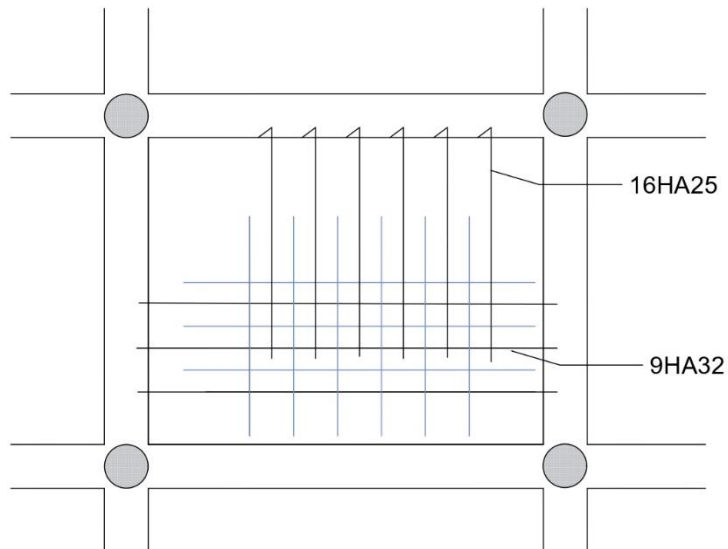


Figure 52. Ferrailage de la dalle en travée.

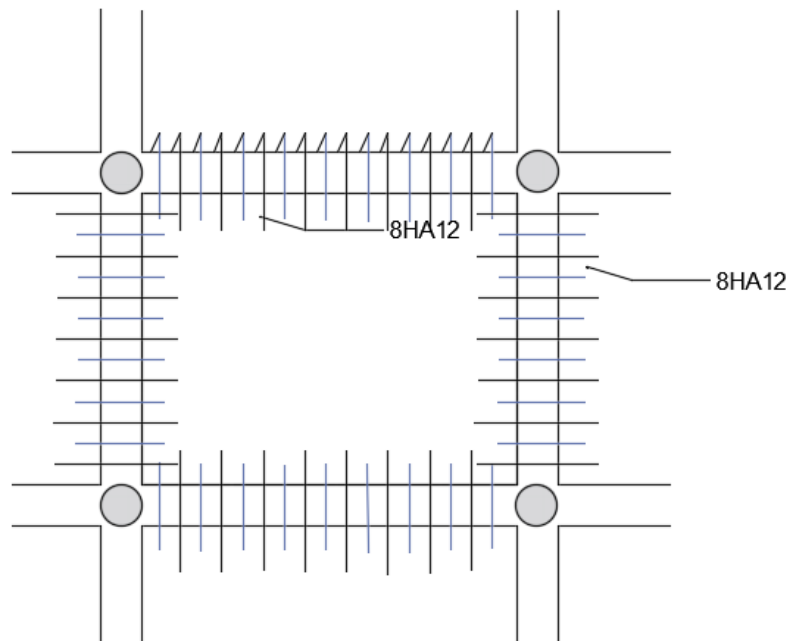


Figure 53. Ferrailage de la dalle en appuis.

- **Poinçonnement de la dalle sous charge localisée**

Pas d'armatures transversales si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

D'où :

Q_u : la résultante de la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

U_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

h : hauteur de la dalle.

$$U_c = (a + b) \times 2$$

D'où

a : dimensions parallèles à l_x .

b : dimensions parallèles à l_y .

L'angle de diffusion des charges dans le béton est 45° .

$$a = 1 + 0.8 = 1.8 \text{ m}$$

$$b = 1 + 0.8 = 1.8 \text{ m}$$

$$U_c = (1.8 + 1.8) \times 2 = 7.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1500 \times 1,5 = 2250 \text{ KN}$$

$$0.045 \times 7.2 \times 0.8 \times \frac{35000}{1.5} = 6048 \text{ KN}$$

$2250 \text{ KN} < 6048 \text{ KN}$ D'où Le non-poinçonnement de la dalle est vérifié.

VI.10. Ferrailage des poutres

A l'ELS, les justifications sont menées en fissuration très préjudiciable. La limite élastique de l'acier est prise égale à 200Mpa.

A l'ELU, les justifications sont menées en considérant la limite élastique de l'acier à 500MPa, soit 2,50 fois supérieure à la limite à l'ELS. Le rapport des coefficients de combinaisons entre l'ELS et l'ELU est inférieur à 2,50.

Les vérifications seront menées uniquement à l'ELS qui est plus défavorable que l'ELU.

Les résultats sont les suivants :

- **Poutres longitudinales**

Le dimensionnement des poutres se fait en flexion simple

- **Dimensions de la poutre :**

La section de la poutre est : $b = 1.4 \text{ m}$ $h = 2.2 \text{ m}$

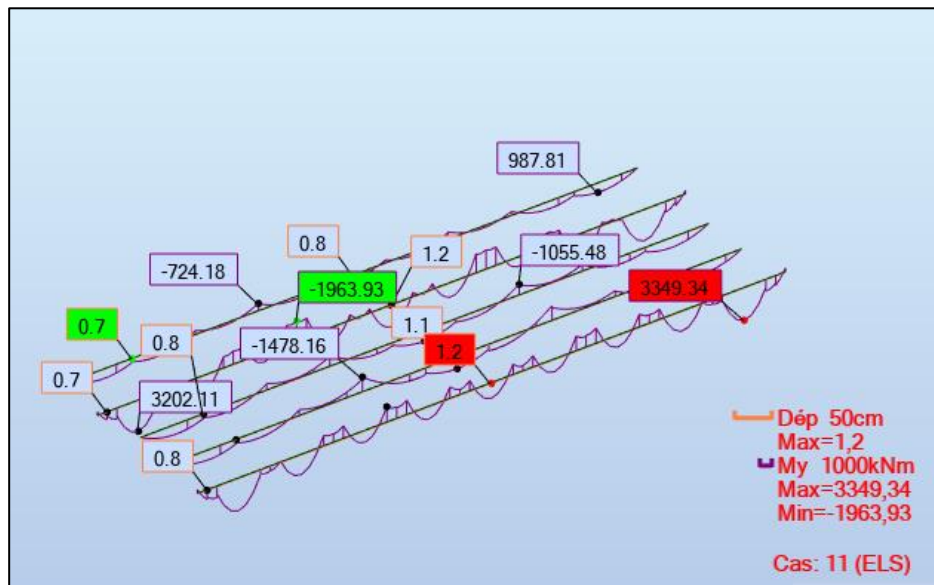
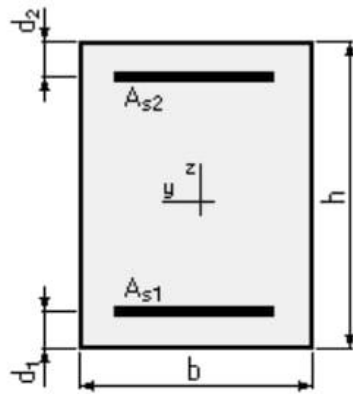


Figure 54. Moment fléchissant My des poutres longitudinales.

Combinaison	Poutres Longitudinales (Flexion simple)	
	My KN.m (En travée)	As (Théorique)
ELS AG + AM + GM +PD+TQ	3349.34	$A_s = 83.7 \text{ cm}^2$
	My KN.m (Sur appui)	As (Théorique)
	1963.93	$A_s = 48.1 \text{ cm}^2$

Tableau 40. Ferrailage des poutres longitudinales.



$$b = 1.4 \text{ m} \quad h = 2.2 \text{ m} \quad d1 = d2 = 5 \text{ cm}$$

Ferrailage adopté	
En travée	Sur appuis
10 HA 25+10 HA 20	10 HA 20+10 HA 16

Tableau 41. Ferrailage adopté.

- Poutres transversales
- Dimensions de la poutre :

La section de la poutre est : $b = 1 \text{ m}$ $h = 2 \text{ m}$

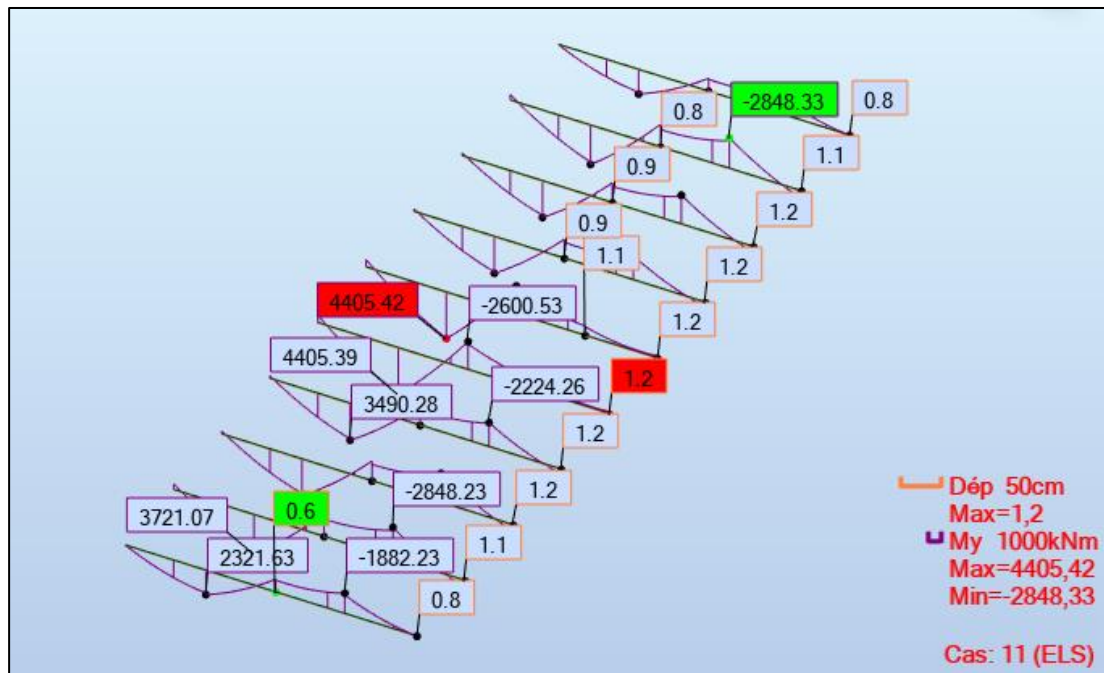
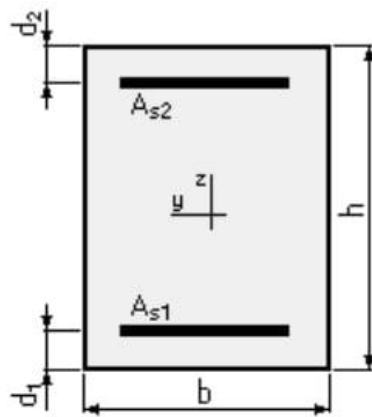


Figure 55. Moment fléchissant My en des poutres transversales.

Combinaison	Poutres Transversales (Flexion simple)	
	My KN.m (En travée)	As (Théorique)
ELS <i>AG + AM + GM + PD + TQ</i>	4405.42	$A_s = 132.2 \text{ cm}^2$
	My KN.m (Sur appui)	As (Théorique)
	2848.33	$A_s = 77.9 \text{ cm}^2$

Tableau 42. Ferrailage des poutres transversales.



$$b = 1 \text{ m} \quad h = 2 \text{ m} \quad d1 = d2 = 5 \text{ cm}$$

Ferrailage adopté	
En travée	Sur appuis
10 HA 32 + 10 HA 25	10 HA 25 + 10 HA 20

Tableau 43. Ferrailage adopté.

I.11. Devis quantitatif et estimatif

Cette partie du chapitre vise à estimer le prix des matériaux, des matériels et de la main- d'œuvre nécessaires à la réalisation du projet, en utilisant des prix unitaires issus d'une entreprise spécialisée dans les travaux maritimes.

- **Estimation du cout**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
1	Installation de chantier et repliement	F	1	7 147 759 720	7 147 759 720,00
2	Plate-forme des travaux	F	1	3 781 251 000	3 781 251 000,00
3	Levé topographique et bathymétrie	F	1	73 220 000	73 220 000,00
4	Fourniture, transport et battage des pieux tubulaires Ø1200×20 mm×70m	U	1 325	22 641 509,00	29 999 999 425,00
5	Noyau de digue (0–500 kg)	m³	1 361 458	11 017,00	14 999 182 786,00
6	Fourniture et mise en œuvre d'Enrochement de revêtement 1–3 t	m³	74 830	160 364,00	12 000 038 120
7	Fourniture et mise en œuvre d'Enrochement de couche de base 0,5–1 t	m³	146 856	95 332	14 000 076 192
8	Fourniture et mise en place des Blocs BCR 5 t	U	8 415	831 848	7 000 000 920
9	Mise en œuvre Couche filtrante	m³	159 578	15 666	2 499 948 948
10	Fabrication, transport et pose de panneaux préfabriqués en béton armé	m³	9 304	1 827 171	16 999 998 984
11	Mise en place des panneaux coulés sur place	m³	22 010	908 678	20 000 002 780
12	Fourniture et installation des Bollards d'amarrage 200 T	U	75	5 333 333	399 999 975
13	Fourniture et installation des Défenses tronconiques SCN 1600 E2.9	U	75	8 000 000	600 000 000
14	Fourniture, transport et pose d'aciers FeE500 (ferraillage des poutres)	t	42 300	354 610	15 000 003 000
15	Poutres transversales (1,0 × 2,0 m)	m³	21 225	659 599	13 999 988 775
16	Poutres longitudinales (1,4 × 2,2 m)	m³	14 162	635 504	9 000 007 648
17	Consolidation du sol par Jet Grouting	F	1	11 437 102 300	11 437 102 300
18	Divers, réseaux, tolérances et imprévus	F	1	11 060 666 980	11 060 666 980
MONTANT GLOBAL (hors taxes)					189 999 247 553,00

Tableau 44. Prix unitaire et montant globale des travaux du projet.

VI.12. Conclusion

Les études menées dans le cadre de l'extension du quai minéralier du port d'Annaba ont permis de confirmer la pertinence et la validité de la solution retenue. Les vérifications géotechniques et structurelles effectuées ont démontré que l'ouvrage satisfait aux exigences de stabilité, de résistance et de sécurité dans l'ensemble des configurations d'exploitation considérées.

Les analyses réalisées mettent en évidence un comportement global satisfaisant de la structure, ainsi qu'une capacité adéquate des fondations à assurer la transmission et la reprise des charges appliquées. Les résultats obtenus confirment le respect des critères de sécurité et de service définis par les normes applicables.

En conséquence, la solution adoptée garantit la fiabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage, tout en répondant aux besoins actuels et futurs liés au développement et à l'exploitation portuaire du port d'Annaba.

CHAPITRE VII : MÉTHODOLOGIE D'ÉXÉCUTION ET DURABILITÉ DE L'OUVRAGE

VII. MÉTHODOLOGIE D'EXÉCUTION ET DURABILITÉ DE L'OUVRAGE

VII.1. Méthodologie d'exécution

VII.1.1. Introduction

Ce projet inclut des travaux de dragage, le traitement et la consolidation des fondations, la mise en place de fondations sur pieux, la protection des talus, la réalisation de la superstructure du quai, ainsi que la construction d'installations annexes. Ces activités sont regroupées en plusieurs sous-ensembles et réparties en deux grandes catégories : les travaux terrestres et les travaux maritimes.

VII.1.2. Travaux terrestres

Les travaux terrestres englobent la construction des infrastructures temporaires, la production du béton, soudage des pieux, le façonnage des armatures, la préfabrication des éléments en béton, la consolidation des sols, la pose de couches de filtration et de plaques de tassement, ainsi que l'installation des équipements accessoires. Parmi ces tâches, la consolidation des sols constitue l'élément clé des travaux terrestres et le principal point d'attention pour la gestion du projet.

VII.1.3. Travaux maritimes

Les travaux maritimes comprennent le dragage, l'installation des pieux en acier, le remplissage du noyau de la digue par TVC, etc. Ces travaux constituent les principales opérations du projet et représentent le principal axe de gestion.

VII.1.4. Procédure générale de construction

- Préparation et implantation de levé bathymétrique et topographique

Cette phase comprend l'installation du chantier et implantation des levés bathymétriques et topographiques.

Les conditions bathymétriques du projet sont illustrées dans la figure ci-dessous :

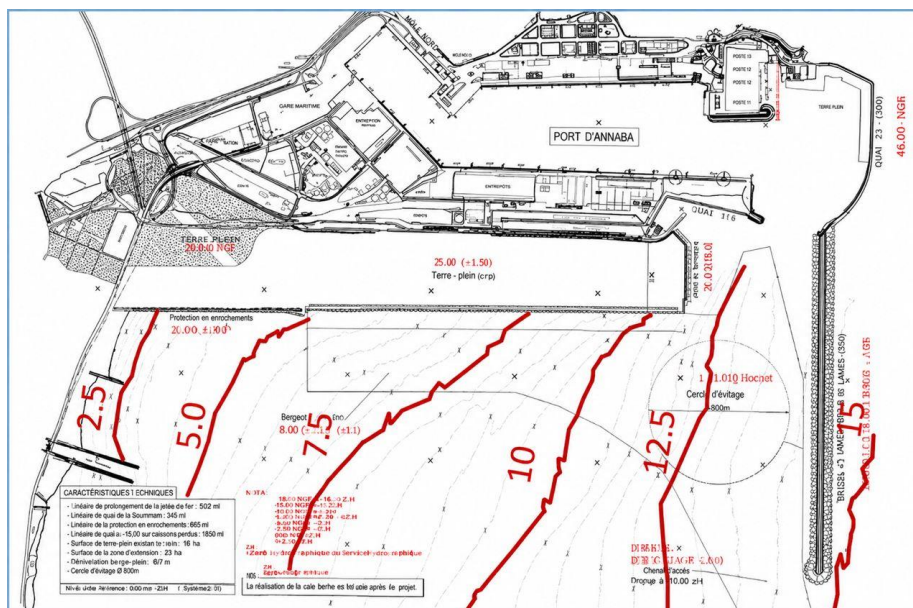


Figure 56. Schéma bathymétrique de la zone des travaux.

• Travaux maritimes

Cette phase comprend les opérations de dragage du bassin ainsi que l'excavation de la tranchée. Les travaux sont réalisés dans des couches de silt et d'argile molle jusqu'à une profondeur d'environ **-17 m**.

Les couches superficielles sont excavées à l'aide d'une drague à disque, tandis que les couches plus profondes sont traitées par une drague à élince traînante. Les matériaux dragués sont ensuite transportés et déversés dans les zones de rejet préalablement autorisées.

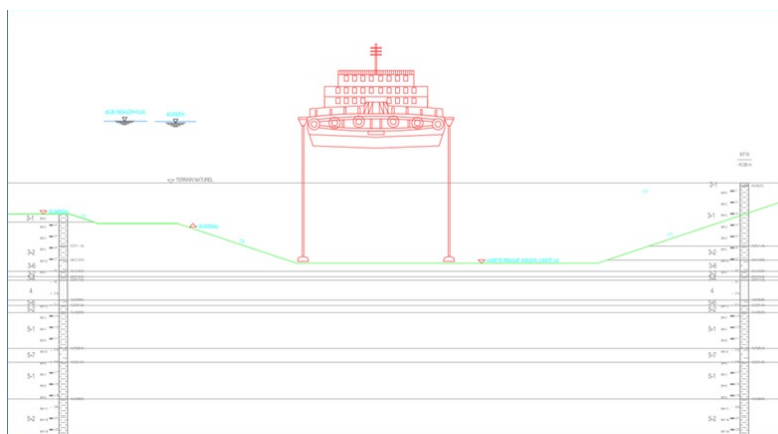


Figure 57. Dragage du bassin.

- **Battage des pieux tubulaires en acier**

Cette étape consiste à implanter les axes du quai, mettre en place la barge de battage, puis installer les pieux par battage jusqu'aux couches porteuses (unités 5-8, 6-2 et 7-2). Elle comprend également le contrôle de la verticalité et le refus des pieux.

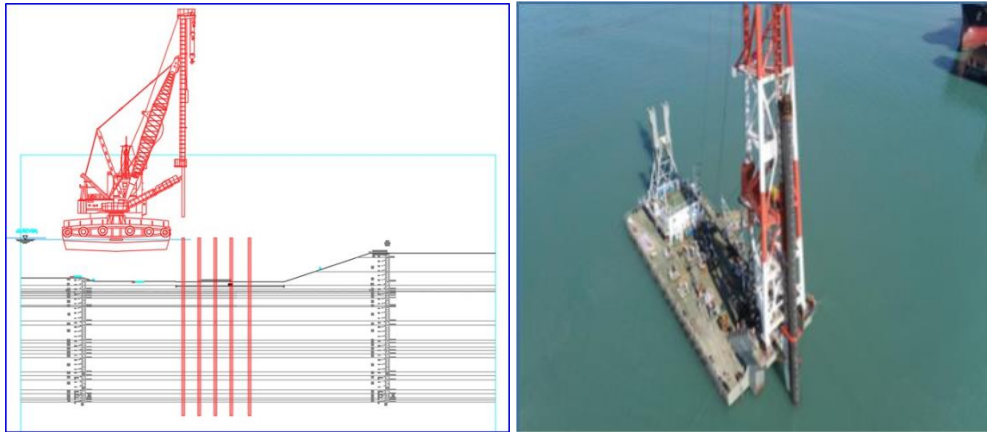


Figure 58. Battage des pieux.

- **Protection cathodique**

Les anodes sacrificielles sont positionnées et installées sur les pieux en acier selon un plan prédéfini. Elles sont ensuite fixées par soudage sous-marin réalisé par des plongeurs spécialisés. Après installation, la qualité des soudures est contrôlée et corrigée si nécessaire afin d'assurer l'efficacité de la protection cathodique.

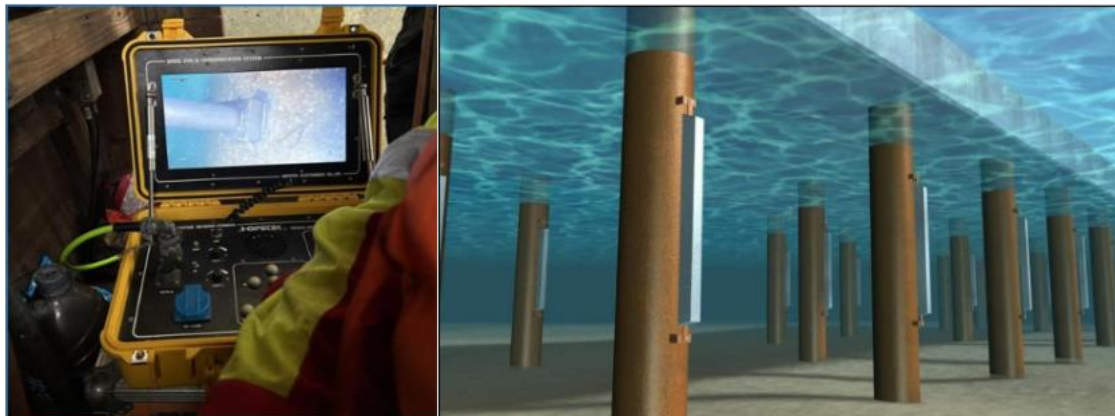


Figure 59. Installations des blocs d'anodes.

- **Travaux de jet grouting**

Après l'achèvement de l'enfoncement des pieux en acier, un pont métallique et une plateforme métallique seront installés depuis le côté sud du quai jusqu'à la zone de construction des pieux de jet-grouting à haute pression. Les travaux sont exécutés par zones successives, avec démontage et réutilisation de la plateforme dans chaque secteur jusqu'à l'achèvement complet du jet-grouting.

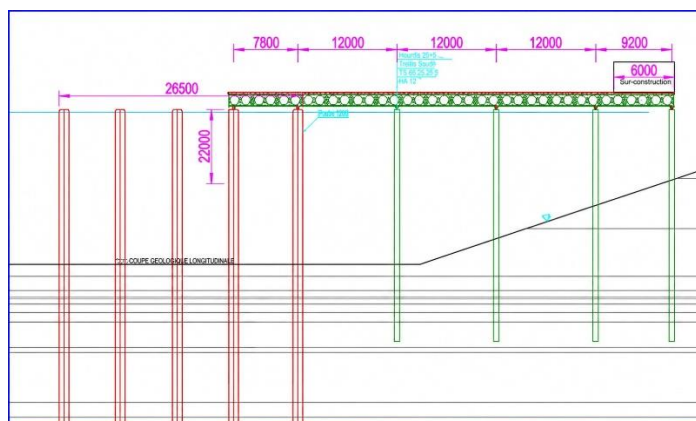


Figure 60. Construction de plateforme métallique pour les pieux de jet grouting.

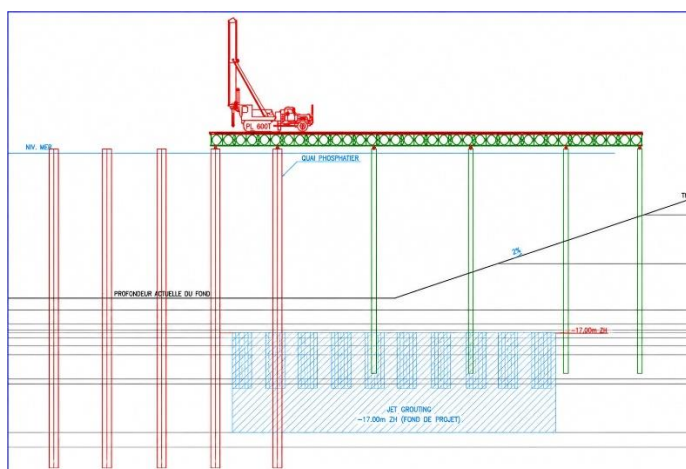


Figure 61. Travaux de jet grouting.

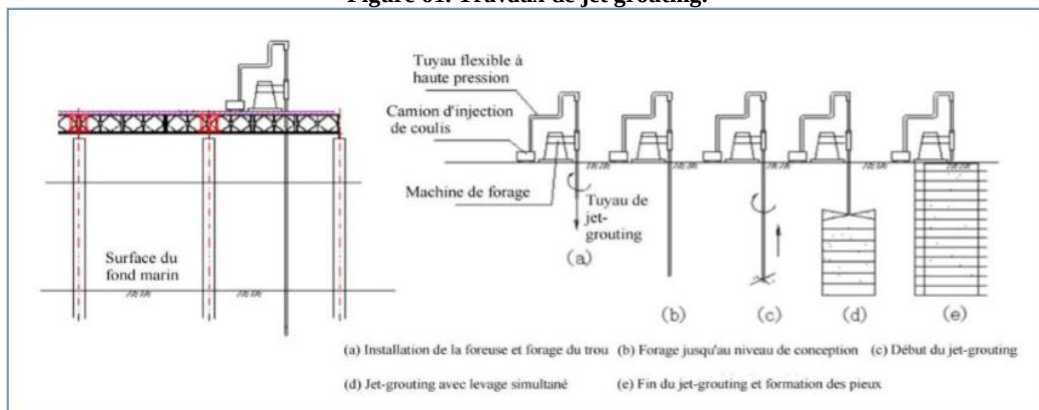


Figure 62. Schéma de construction des pieux de jet-grouting à haute pression.

- **Remblais par TVC**

Après l'achèvement des pieux de jet-grouting, deux barges à fond plat de 2000 tonnes, deux excavatrices et deux Chargeurs seront utilisées pour le rejet des enrochements TVC et des blocs de revêtement de pied dans le bassin portuaire.

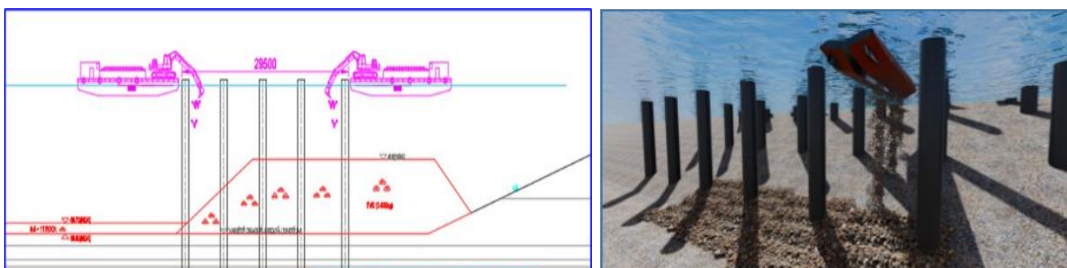


Figure 63. Déversement de blocs entre les pieux.

- **Installation de blocs**

Une barge à fond plat de 2000 tonnes et une grue sur chenilles de 50 tonnes seront utilisées pour installer les blocs de revêtement de 1 à 3 tonnes et les blocs de couche de base de 0,5 à 1 tonne.

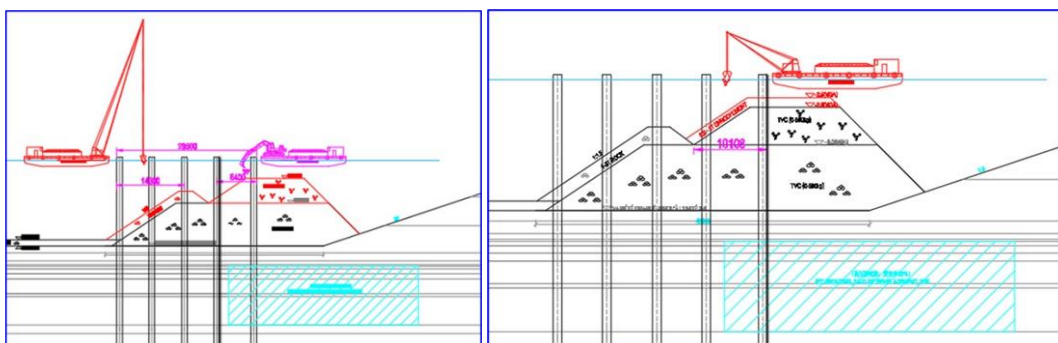


Figure 64. Installation des blocs.

- **Construction des voies temporaires et de la couche filtrante**

Afin de faciliter l'avancement du chantier, des chargeurs et des excavatrices achemineront les blocs par poussée terrestre jusqu'à une élévation de +1,5 m. Cette opération permet d'aménager des chemins de roulement provisoires pour les engins, tout en procédant parallèlement à la mise en place de la couche filtrante protectrice.

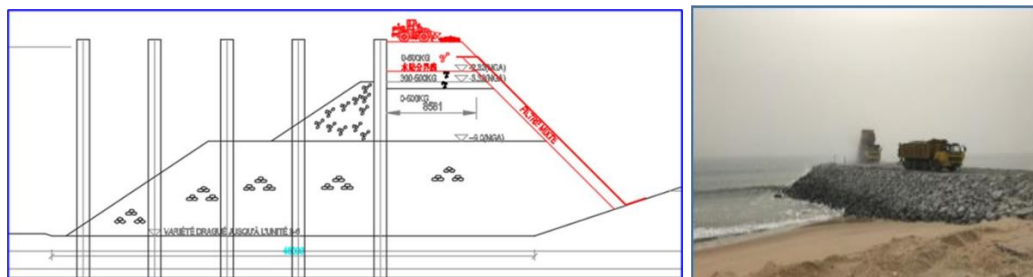


Figure 65. Construction des voies temporaires et de la couche filtrante.

- **Installation des blocs de carapace**

Les blocs préfabriqués BCR sont installés à l'aide d'une grue sur chenilles de 100t.

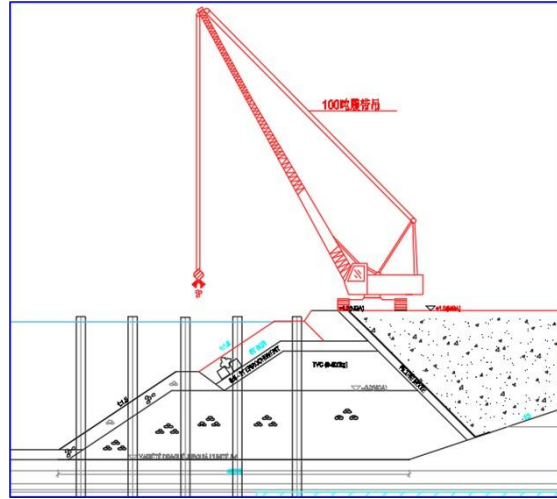


Figure 66. Installation des BCR.

- **Construction des poutres**

Après l'achèvement de la protection du talus, une grue flottante et une grue sur chenilles seront utilisées pour la construction des poutres transversales et longitudinales en béton coulé sur place dans la partie supérieure du quai.



Figure 67. Construction des poutres longitudinales et transversales.

- **Construction des panneaux**

La grue flottante de 200 t est utilisée pour installer les panneaux préfabriqués côté mer, et la grue sur chenilles de 100 t est utilisée pour installer les panneaux côté terre.

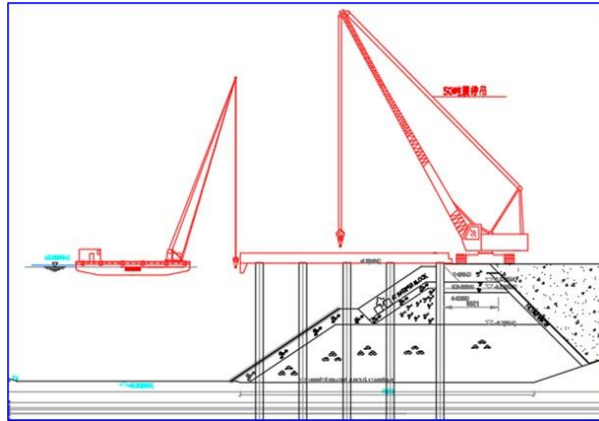


Figure 68. Construction des panneaux.

- **Excavation inversée des voies temporaires**

Après l'achèvement de la construction du revêtement du quai, procéder à l'excavation des massifs au-dessus de la fondation de la structure de bord de quai.

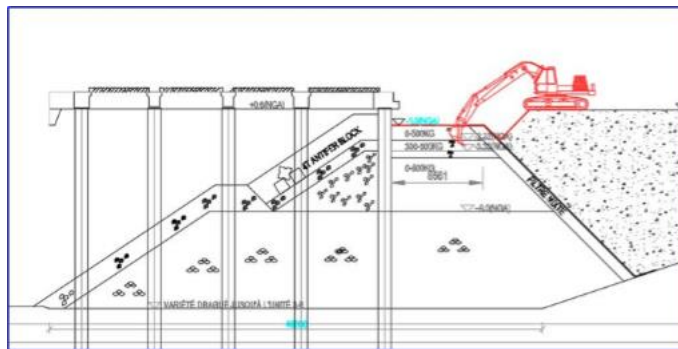


Figure 69. Excavation inversée des voies temporaires.

- **Installation des équipements (bollards et défenses) et des plaques de tassements.**

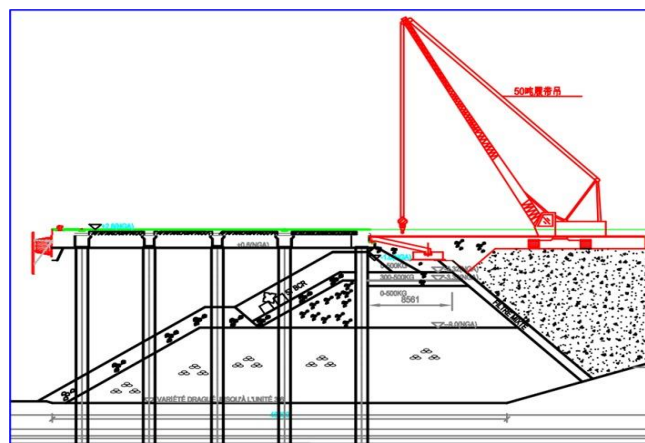


Figure 70. Installation des plaques des tassements.

VII.2. Exécution des travaux

VII.2.1. Tavaux de dragage



VII.2.2. Tavaux de remblayage





VII.2.4. Blocs BCR de la carapace



VII.2.5. Préparation des pieux pour battage



VII.2.3. Battage des pieux



VII.3. Durabilité de l'ouvrage

VII.3.1. La corrosion

La corrosion est définie comme le phénomène de destruction des matériaux résultant de leur interaction chimique, électrochimique ou biochimique avec le milieu aqueux. C'est un processus qui détériore le métal en réagissant avec son environnement, entraînant la perte de propriétés essentielles telles que la dureté ou la résistance.

Un système d'anticorrosion est nécessaire pour protéger les structures métalliques contre les effets du milieu marin agressif et assurer leur durabilité à long terme.

VII.3.2. Conception d'une protection par anodes sacrificielles

La protection par anodes sacrificielles est une méthode de protection cathodique utilisée pour limiter la corrosion des structures métalliques immergées ou enterrées. Son principe consiste à relier la structure à protéger à un métal plus réactif, appelé anode sacrificielle, qui se corrodera à la place de la structure. L'anode fournit ainsi des électrons au métal protégé, ce qui transforme la structure en cathode et empêche sa corrosion.

Les matériaux les plus couramment utilisés comme anodes galvaniques sont :

- Le zinc.
- L'aluminium.
- Le magnésium.

Cette méthode présente plusieurs avantages :

- Simplicité de mise en œuvre.
- Absence de source d'alimentation électrique externe.
- Coût d'installation relativement faible.

Cependant, les anodes se consomment progressivement avec le temps et nécessitent un remplacement périodique.

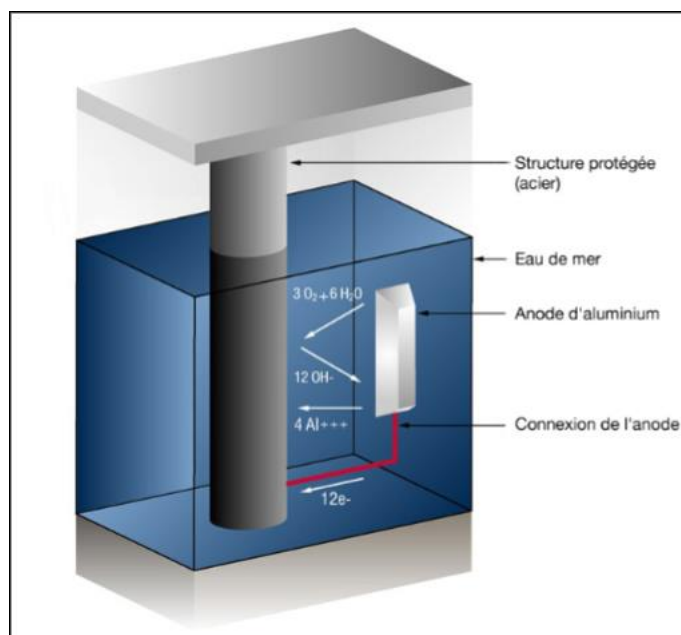


Figure 71. Protection par anode sacrificielle.

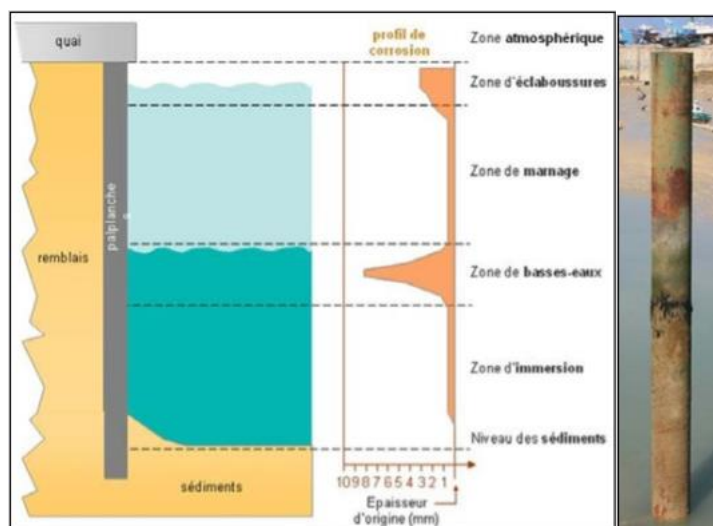


Figure 72. Illustration zones d'exposition d'un ouvrage métallique en site marin.

VII.3.3. Systèmes de protection par peinture

VII.3.3.1. Caractéristiques de protection par peinture

La protection par peinture est l'une des méthodes les plus répandues pour assurer une protection de longue durée des métaux. Les différentes couches d'un système peuvent être regroupées en trois groupes :

- la couche primaire qui assure l'adhérence au support et un rôle de protection anticorrosion.
- la couche intermédiaire qui assure une protection par effet barrière et qui a une bonne compatibilité avec le primaire et la finition.
- la couche de finition dont le rôle est de conférer un bel aspect à la surface.



Figure 73. Application de peinture.

VII.3.4. Conception du système de protection contre la corrosion des pieux du quai

VII.2.4.1. Philosophie de conception du système de protection

Afin de garantir une durée de vie de 50 ans pour le mur du quai, tous les pieux en acier doivent être équipés d'un système de protection contre la corrosion comprenant une combinaison de :

- Un système de revêtement de peinture marine approprié.
- Protection cathodique par anode sacrificielle.
- Marges de corrosion sacrificielles pour lutter contre la corrosion.

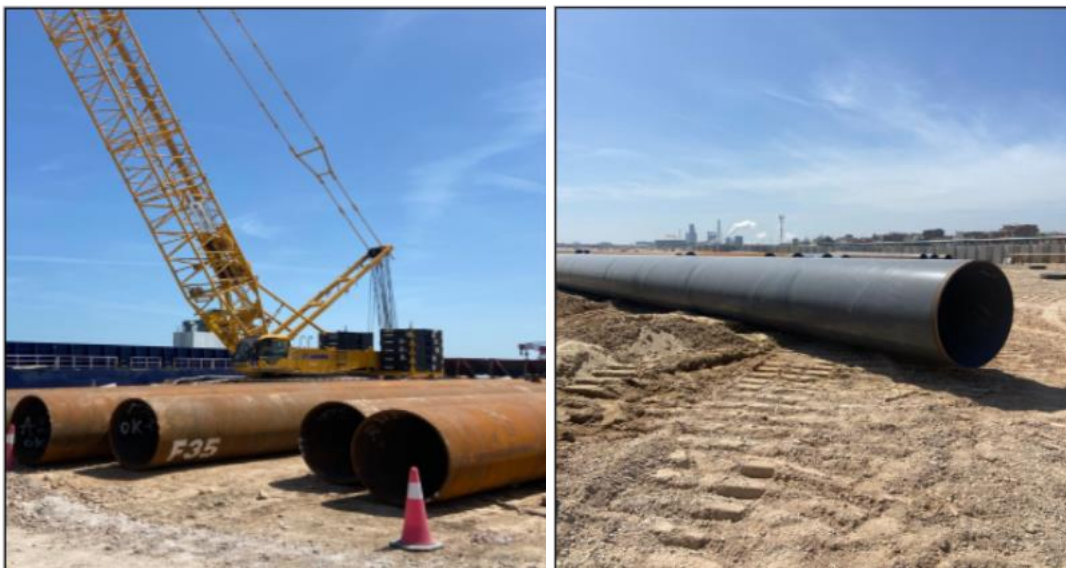


Figure 74. Pieux avant et après peinture (Sur site du projet).

Les mesures de protection pour les différentes sections des pieux en acier et leur durée de vie de conception sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone d'eau de mer	Localisation	Protection contre la corrosion	Durée de conception
Zone de forte attaque (Zone de marée, éclaboussure et projection)	De -3,50 m NGA Jusqu'au sommet	Revêtement de protection	15 ans
		Marges de corrosion sacrificielles	35 ans
Zone d'immersion permanente	De -3,50 m NGA Jusqu'à 2 m sous la ligne de boue	Revêtement de protection	15 ans
		Anode sacrificielle	30 ans
		Marges de corrosion sacrificielles	20 ans
Zone enterrée	À 2 m sous la ligne de boue et en dessous	Anode sacrificielle	30 ans
		Marges de corrosion sacrificielles	20 ans

Tableau 45. Mesures de protection pour les différentes sections des pieux en acier.

VII.4. Conclusion

Ce chapitre a présenté la méthodologie générale d'exécution du quai ainsi que les principales mesures adoptées pour assurer sa durabilité. L'ensemble des choix techniques retenus vise à garantir la qualité, la sécurité et la pérennité de l'ouvrage dans le temps.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail a porté sur l'étude et le dimensionnement de l'extension du quai minéralier du port d'Annaba, projet visant à renforcer les capacités d'accueil et de traitement du trafic minéralier. L'étude a suivi une démarche progressive intégrant les aspects techniques, géotechniques et opérationnels du projet.

Après analyse du site et des données géotechniques, les caractéristiques du sol ont été identifiées et les paramètres nécessaires au dimensionnement ont été définis. Plusieurs variantes structurelles ont été étudiées afin de retenir la solution la plus adaptée aux contraintes du projet. Le dimensionnement des différents éléments du quai a été réalisé conformément aux normes en vigueur, et les vérifications de stabilité, de portance et de tassements ont confirmé la sécurité de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à l'aide des logiciels ROBOT Structural Analysis, FOXTA, SLIDE 6.0 et Settle3D ont validé le bon comportement de la structure sous les différentes sollicitations. Une attention particulière a été accordée à la durabilité en milieu marin, notamment à travers l'étude de protections contre la corrosion et l'adoption d'un phasage de travaux adapté.

En conclusion, l'extension du quai minéralier du port d'Annaba est techniquement réalisable et répond aux exigences de stabilité, de résistance et de durabilité. Ce projet contribuera à améliorer les performances logistiques du port et à soutenir le développement économique régional.

Bibliographie

- **Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF).** *Conception et dimensionnement des digues à talus*. PM 97.01, janvier 1997.
- **Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF).** *ROSA 2000 : Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique*. 2000.
- **CEREMA.** *Manuel de corrosion et protection des ouvrages en sites aquatiques*. 2020.
- **Eurocode 3.** *Calcul des structures en acier – Partie 5 : Pieux et palplanches*.
- **Norme NF P 94-262.** *Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes*.
- **Règlement Parasismique Algérien (RPA).** *RPA 2008 : Règlement parasismique applicable au domaine des bâtiments*. 2008.
- **RPA 2008.** *Document Technique Réglementaire D.T.R. B.C. 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes*. 2008.
- **Règles BAEL 91 révisées 99.** *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Fascicule 62, IUP Génie Civil, Faculté des Sciences et Technologie, Université de La Rochelle, France, décembre 2007.
- **Règles BAEL 99.** *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Révision 1999.

Webographie

- **Confortement du quai n°2 (quai Warnier – postes à quai n°3 et n°4) au port d'Annaba.** URL : <https://dspace.enstp.edu.dz/items/41b1efe0-1b83-4be5-b6a6-ee4cae38c45b/full>, [en ligne], consulté le 12 juillet 2025.
- **Étude de réalignement du quai Central et du quai Nord-Ouest du vieux port de Béjaïa.** URL : <https://univbejaia.dz/xmlui/handle/123456789/6256>, [en ligne], consulté le 12 juillet 2025.

Annexes

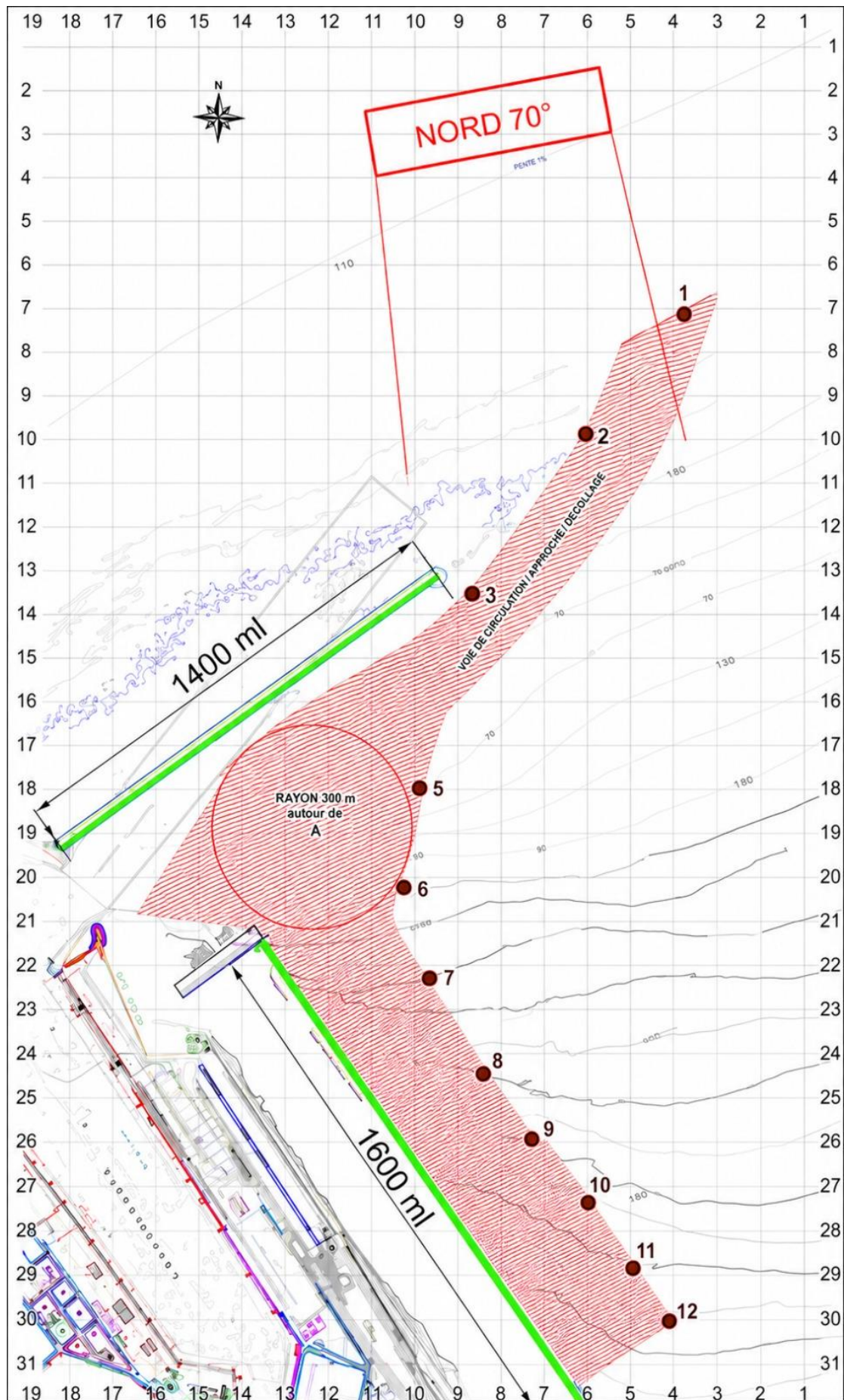
Annexe 01 : Pièce complémentaire relative au projet.

Annexe 02 : Détail des calculs relatifs à la stabilité du quai.

Annexe 03 : Détail de calcul du ferrailage.

Annexe 01 : Pièce complémentaire relative au projet.

Plan du modèle et positionnement des sondes



Annexe 02 : Détail des calculs relatifs à la stabilité du quai.

Résultats des efforts internes

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	4230,67	63,21	2052,32	390,91	1195,83	661,58
Barre	6	21	92	79	78	21
Noeud	10	178	242	15920	15922	178
Cas	9	9	9	9	9	9
MIN	-61,59	-56,20	-2052,29	-390,88	-1025,84	-469,80
Barre	80	63	92	87	82	63
Noeud	15924	262	19	15936	180	262
Cas	9	9	9	9	9	9

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	3273,38	42,94	1509,49	242,67	667,41	442,87
Barre	40	21	92	79	78	21
Noeud	217	178	242	15920	15922	178
Cas	10	10	10	10	10	10
MIN	-30,39	-32,97	-1509,44	-242,66	-686,17	-275,88
Barre	78	63	92	87	82	63
Noeud	15922	262	19	15936	180	262
Cas	10	10	10	10	10	10

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2910,22	42,32	1399,61	256,62	768,37	441,46
Barre	6	21	92	79	78	21
Noeud	10	178	242	15920	15922	178
Cas	11	11	11	11	11	11
MIN	-38,53	-36,47	-1399,58	-256,60	-684,40	-304,91
Barre	80	63	92	87	82	63
Noeud	15924	262	19	15936	180	262
Cas	11	11	11	11	11	11

				12 : ELA			
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
MAX	2916,29	144,57	1249,55	1158,62	2832,59	1598,49	
Barre	30	19	89	92	78	22	
Noeud	197	174	206	19	15922	180	
Cas	12	12	12	12	12	12	
MIN	-11,45	-24,01	-1249,82	-1179,98	-1837,38	-48,93	
Barre	78	63	89	92	82	86	
Noeud	15922	262	166	242	180	15935	
Cas	12	12	12	12	12	12	

				13 : ACCCOSTAGE			
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
MAX	2910,22	42,32	1399,61	256,62	768,37	441,46	
Barre	6	21	92	79	78	21	
Noeud	10	178	242	15920	15922	178	
Cas	13	13	13	13	13	13	
MIN	-38,53	-36,47	-1399,58	-256,60	-684,40	-304,91	
Barre	80	63	92	87	82	63	
Noeud	15924	262	19	15936	180	262	
Cas	13	13	13	13	13	13	

Evaluation du tassement

Immediate Settlement vs. Depth

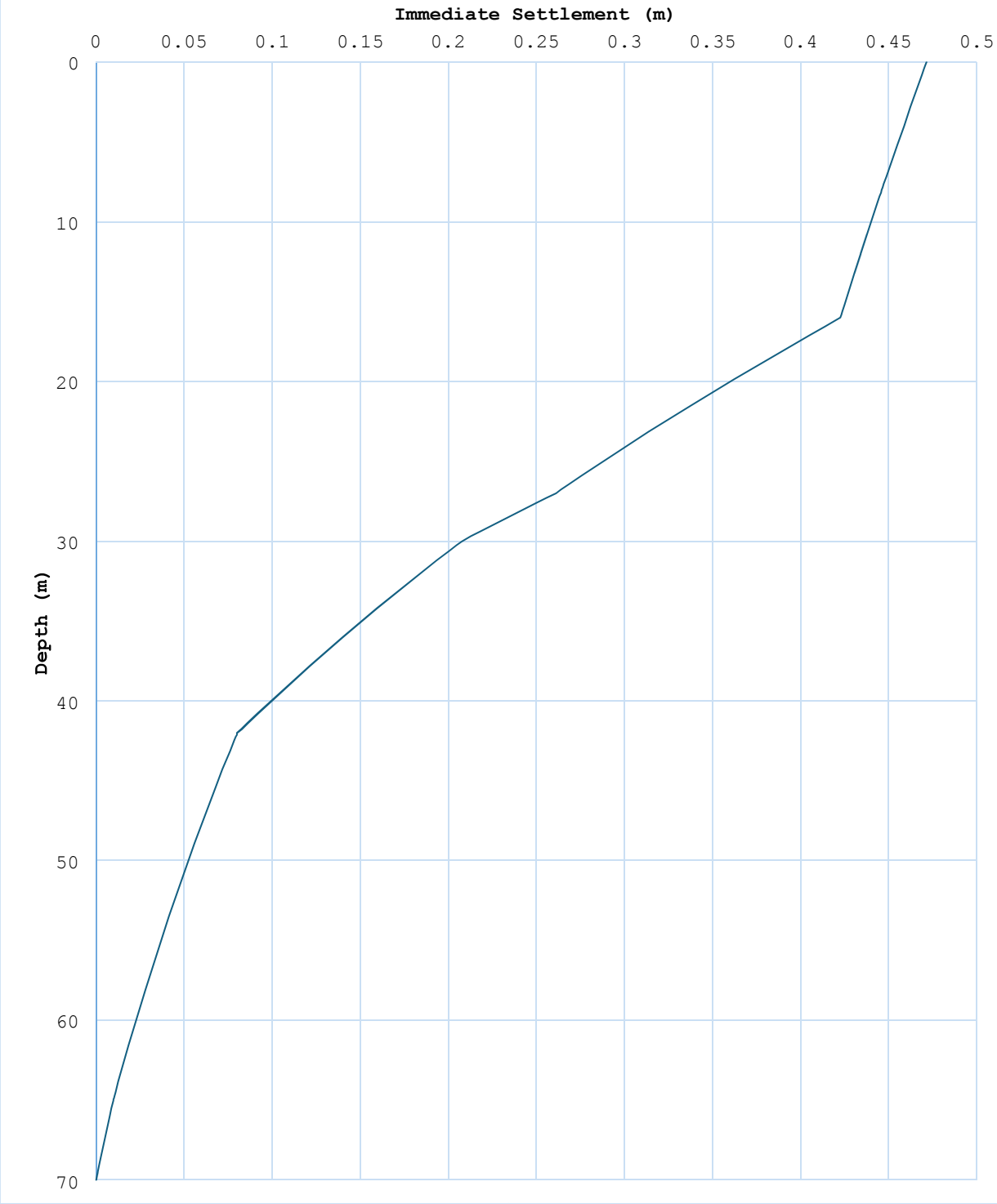
Project Title: QUAI PHOSPHATIER ANNABA

Filename: Calcul SETTLE 3D - rev.s3d

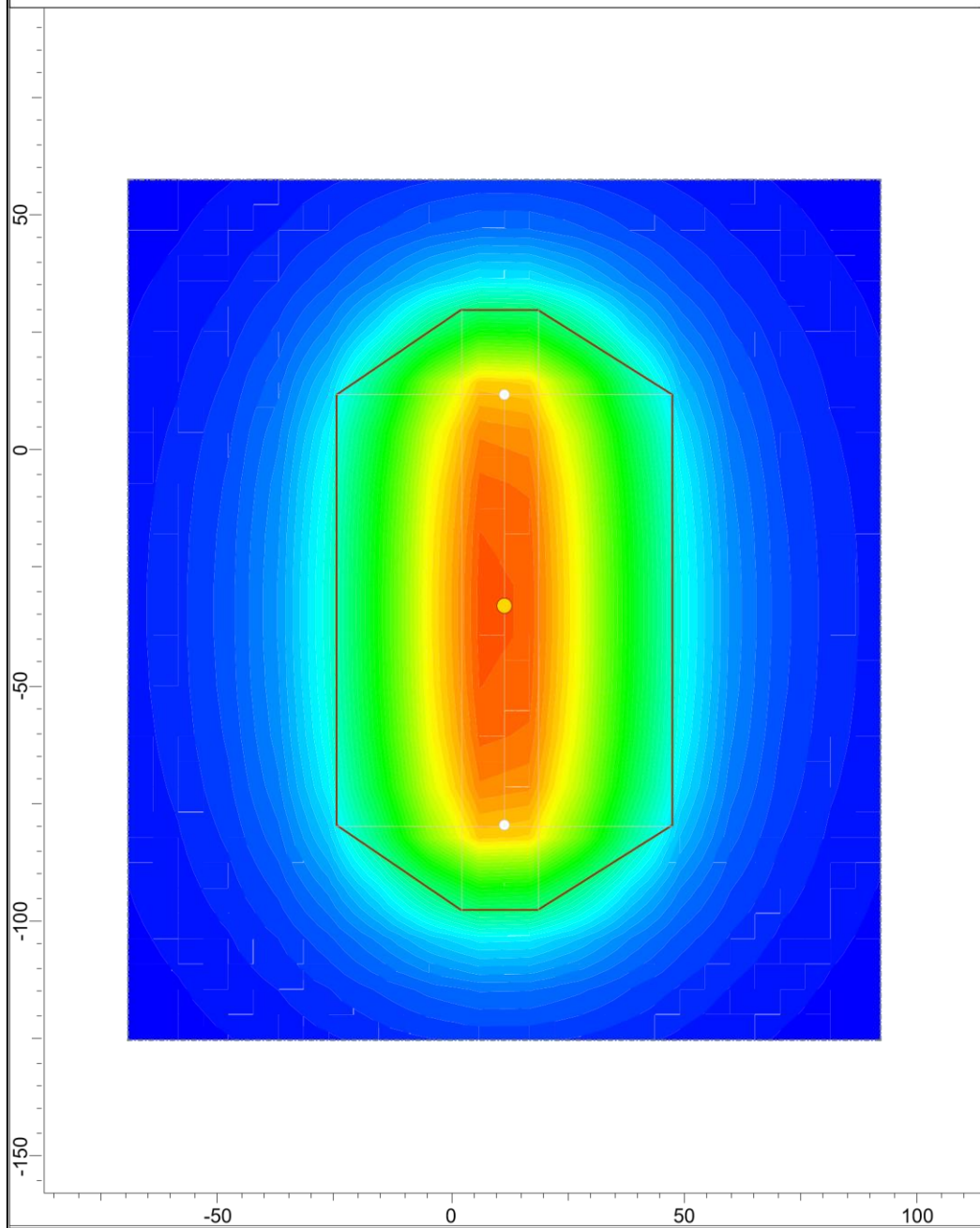
<u>Depth (m)</u>	<u>Immediate Settlement (m)</u>
	Query Point 1 (Stage 1)
0	0.471527
0.16	0.471014
0.4	0.470245
0.8	0.468964
2.8	0.462564
4	0.458736
5.2	0.454928
7.2	0.44865
7.6	0.447407
7.84	0.446663
8	0.446168
8.16	0.445675
8.4	0.444935
8.8	0.443708
10.8	0.43766
12	0.434108
13.2	0.430617
15.2	0.424944
15.6	0.423832
15.84	0.423168
16	0.422726
16.22	0.41917
16.55	0.41386
17.1	0.405078
19.85	0.362424
21.5	0.337836
23.15	0.313992
25.9	0.275866
26.45	0.26848
26.78	0.264085
27	0.261171
27.3	0.25568
27.6	0.25022

28.5	0.234028
29.4	0.218117
29.7	0.212875
30	0.207663
30.24	0.204814
30.6	0.200566
31.2	0.193551
34.2	0.15967
36	0.140276
37.8	0.121551
40.8	0.0917572
41.4	0.0860055
41.76	0.0825865
42	0.0803203
42.046	0.0801465
42.115	0.079886
42.23	0.0794527
42.46	0.0785888
43.15	0.0760203
44.3	0.0718145
45.45	0.0677009
48.9	0.0558866
53.5	0.0412891
58.1	0.0279008
61.55	0.0185852
62.7	0.0156096
63.85	0.0126956
64.54	0.0109761
64.77	0.0104077
64.885	0.0101244
64.954	0.00995466
65	0.00984163
65.5	0.00881749
66	0.0078025
67.5	0.00481128
69	0.00189892
69.5	0.000945268
70	0

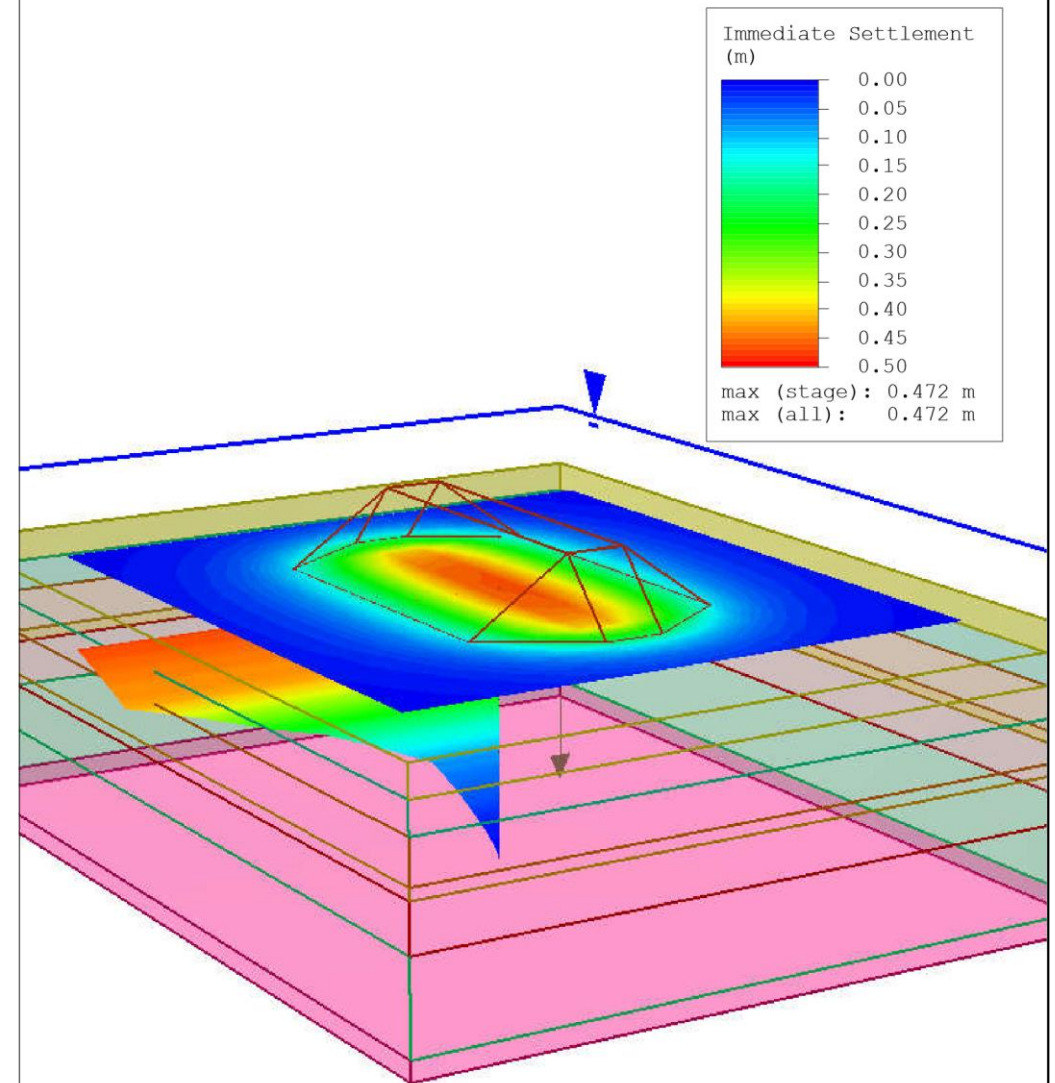
Immediate Settlement vs. Depth



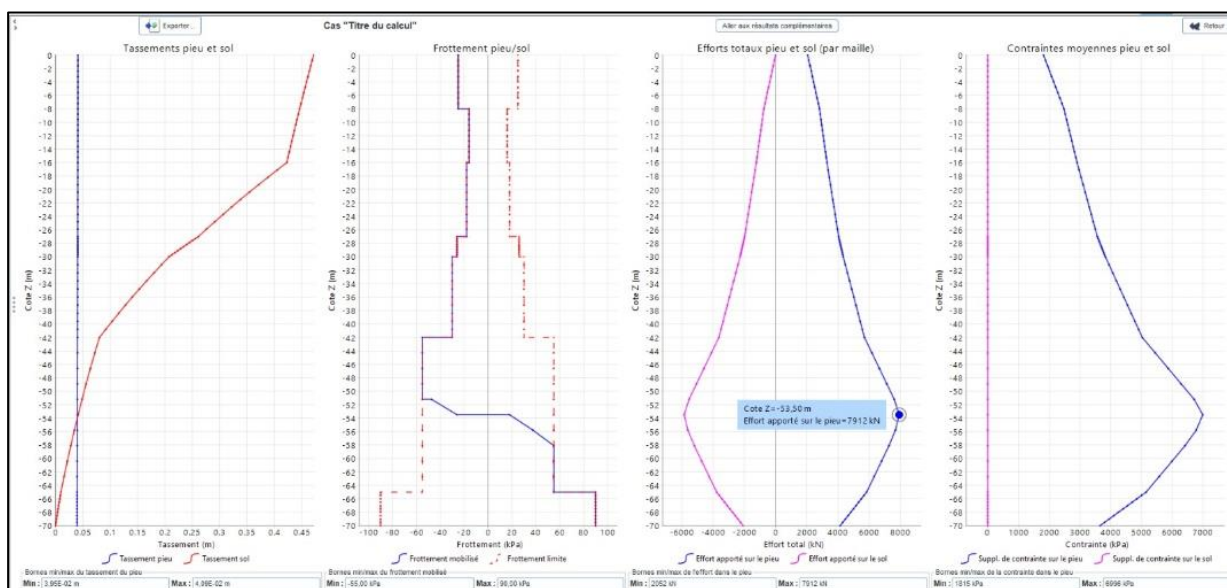
Stage 1



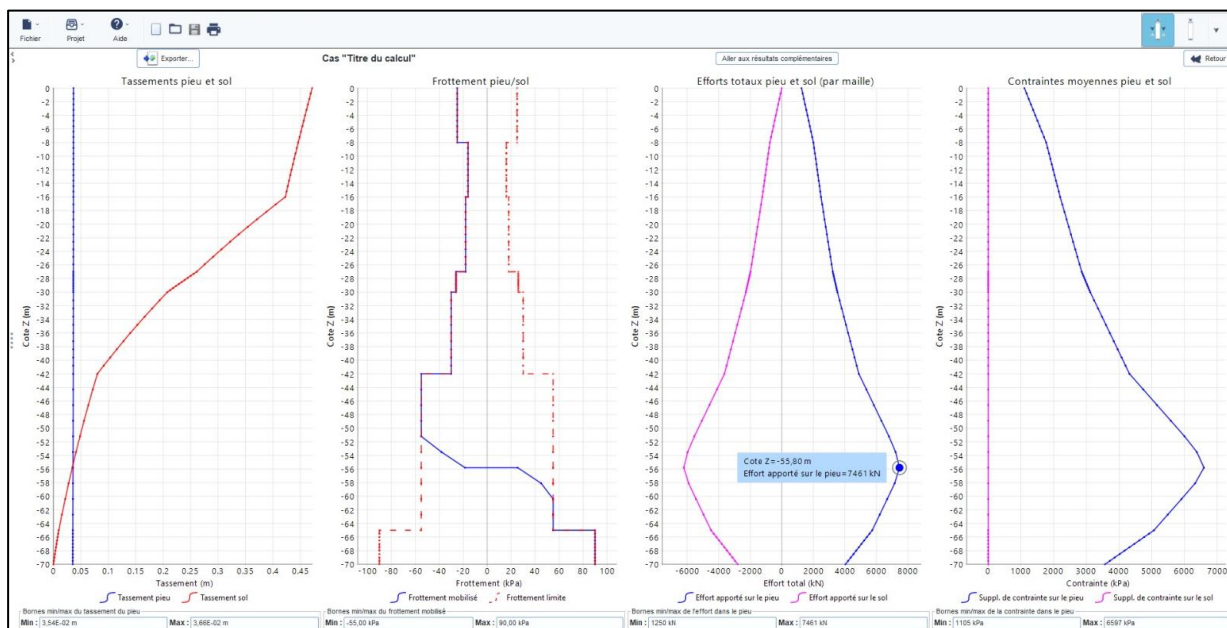
Data Type: Immediate Settlement



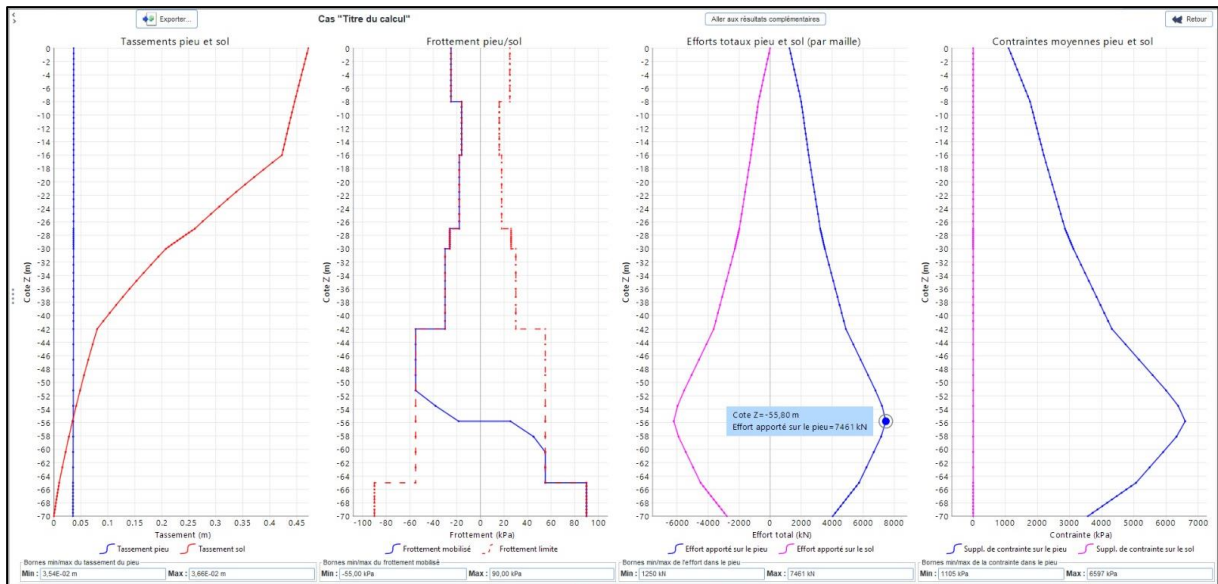
Evaluation du frottement négatif sous chargement axiale au états limites de calcul



ELU

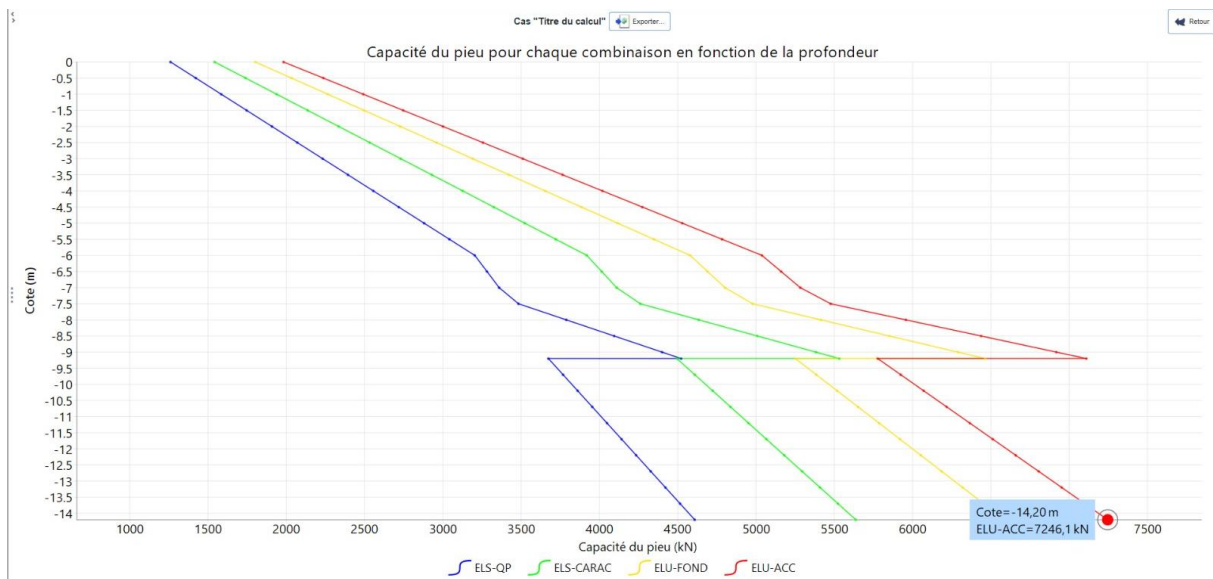


ELS



ELA

Détail de calcul de la capacité portante à ELA



$$7246.1 + 1250 = 8496.1 \text{ KN}$$

Stabilité générale du site

Situation durable

Slide Analysis Information

Project Summary

File Name: Slide12-markah_AM
Slide Modeler Version: 6.025

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Spencer

Number of slices: 50
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 0.2: Yes

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

Initial trial value of FS: 1
Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 20
Number of iterations: 20
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 10

Loading

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 40
Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	7 2	3 6	5 3	5 8	BCR	ENR	ENR 2	TVC
Color								
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	22	19	19.9	21	24	27	27	25
Cohesion [kPa]	0	0	15.6	0	0	0	0	0
Friction Angle [deg]	0	33	28.1	37.5	40	42	45	40
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1	1	1	1	1	1

Property	JRTG	SUBST
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20	20
Cohesion [kPa]	1	1
Friction Angle [deg]	35	35
Water Surface	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	Slide12-markah_AM.slim

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.932600
Axis Location: 64.896, 31.043
Left Slip Surface Endpoint: 58.323, -16.410
Right Slip Surface Endpoint: 103.090, 2.126
Left Slope Intercept: 58.323 0.000
Right Slope Intercept: 103.090 2.126
Resisting Moment=178276 kN-m
Driving Moment=92246.8 kN-m
Total Slice Area=552.844 m2

Method: spencer

FS: 1.938560
Axis Location: 64.897, 31.043
Left Slip Surface Endpoint: 58.323, -16.410
Right Slip Surface Endpoint: 103.090, 2.126
Left Slope Intercept: 58.323 0.000
Right Slope Intercept: 103.090 2.126
Resisting Moment=178734 kN-m
Driving Moment=92199.4 kN-m
Resisting Horizontal Force=3303.19 kN
Driving Horizontal Force=1703.94 kN
Total Slice Area=552.845 m2

Global Minimum Coordinates

Method: bishop simplified

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	

Slide12-markah AM.slim

X	Y
58.3229	-16.41
62.3927	-16.7977
66.4625	-16.8376
70.5322	-16.5305
74.602	-15.8697
78.6718	-14.8399
82.7416	-13.4154
86.8113	-11.5567
90.8811	-9.20368
94.9509	-6.26285
99.0206	-2.58037
103.09	2.12572

Method: spencer

X	Y
58.3229	-16.41
62.3927	-16.7977
66.4625	-16.8376
70.5323	-16.5305
74.602	-15.8697
78.6718	-14.8399
82.7416	-13.4154
86.8113	-11.5567
90.8811	-9.20369
94.9509	-6.26286
99.0207	-2.58038

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	
			Slide12-markah_AM.slim

103.09 2.12572

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 18120
Number of Invalid Surfaces: 57880

Error Codes:

Error Code -105 reported for 10340 surfaces
Error Code -106 reported for 17888 surfaces
Error Code -107 reported for 423 surfaces
Error Code -108 reported for 18 surfaces
Error Code -112 reported for 22 surfaces
Error Code -115 reported for 15317 surfaces
Error Code -123 reported for 13872 surfaces

Method: spencer

Number of Valid Surfaces: 17942
Number of Invalid Surfaces: 58058

Error Codes:

Error Code -105 reported for 10340 surfaces
Error Code -106 reported for 17888 surfaces
Error Code -107 reported for 423 surfaces
Error Code -108 reported for 195 surfaces
Error Code -111 reported for 1 surface
Error Code -112 reported for 22 surfaces

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	
			Slide12-markah_AM.slim

Error Code -115 reported for 15317 surfaces
Error Code -123 reported for 13872 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- 105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- 106 = Average slice width is less than $0.0001 \cdot R$ (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- 107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- 108 = Total driving moment or total driving force < 0.1 . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- 111 = Safety factor equation did not converge
- 112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)[1 + \tan(\alpha)\tan(\phi)/F] < 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- 115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- 123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.9326

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	1.01744	165.082	ENR	0	42	0.387207	0.748317	162.289	161.458	0.830799
2	1.01744	167.666	ENR	0	42	1.16162	2.24495	164.902	162.409	2.49318
3	1.01744	170.249	ENR	0	42	1.93604	3.74159	167.515	163.359	4.15558
4	1.01744	174.026	ENR	0	42	3.28231	6.3434	171.355	164.31	7.04491
5	1.05576	192.756	ENR	0	42	8.30275	16.0459	182.657	164.836	17.821
6	1.05576	205.824	ENR	0	42	14.0488	27.1507	195.092	164.938	30.154

	Project	
	Analysis Description	
	Drawn By	Scale
	Date	File Name
Slide12-markah_AM.slim		

7	0.979126	201.916	TVC	0	40	17.9582	34.7061	206.397	165.036	41.3606
8	0.979126	211.859	TVC	0	40	22.3452	43.1843	216.595	165.13	51.465
9	0.813954	182.983	TVC	0	40	25.1959	48.6935	222.906	164.875	58.0311
10	0.813954	188.442	TVC	0	40	28.269	54.6326	229.382	164.273	65.1089
11	0.813954	193.902	TVC	0	40	31.3421	60.5717	235.857	163.671	72.1855
12	0.813954	199.361	TVC	0	40	34.4152	66.5108	242.332	163.068	79.2643
13	0.813954	204.821	TVC	0	40	37.4883	72.4499	248.808	162.466	86.3421
14	1.01744	262.578	TVC	0	40	39.2297	75.8153	251.708	161.354	90.3538
15	1.01744	268.859	TVC	0	40	42.3908	81.9245	257.368	159.734	97.6336
16	1.01744	275.14	TVC	0	40	45.552	88.0337	263.027	158.113	104.914
17	1.01744	281.421	TVC	0	40	48.7131	94.1429	268.687	156.492	112.195
18	0.813954	228.909	TVC	0	40	49.51	95.683	268.703	154.672	114.031
19	0.813954	231.429	TVC	0	40	51.5116	99.5514	271.292	152.651	118.641
20	0.813954	234.447	TVC	0	40	53.7525	103.882	274.433	150.631	123.802
21	0.813954	235.646	TVC	0	40	55.119	106.523	275.559	148.61	126.949
22	0.813954	231.67	TVC	0	40	53.9988	104.358	270.96	146.59	124.37
23	1.01744	282.439	TVC	0	40	50.4163	97.4345	259.951	143.833	116.118
24	1.01744	274.091	TVC	0	40	48.6404	94.0025	252.367	140.339	112.028
25	1.01744	270.748	TVC	0	40	48.7187	94.1538	249.054	136.846	112.208
26	1.01744	269.365	TVC	0	40	49.5234	95.7089	247.413	133.352	114.061
27	1.01744	270.077	TVC	0	40	49.3211	95.318	242.922	129.326	113.596
28	1.01744	268.804	TVC	0	40	50.5195	97.6339	241.123	124.768	116.355
29	1.01744	267.468	TVC	0	40	51.6952	99.9061	239.273	120.209	119.064
30	1.01744	266.131	TVC	0	40	52.8707	102.178	237.422	115.651	121.771
31	0.813954	210.937	TVC	0	40	51.395	99.326	229.435	111.063	118.372
32	0.813954	208.069	TVC	0	40	51.7748	100.06	225.693	106.447	119.246
33	0.813954	205.202	TVC	0	40	52.1546	100.794	221.951	101.83	120.121
34	0.813954	203.12	TVC	0	40	52.8692	102.175	218.981	97.2132	121.768

	Project	
	Analysis Description	
	Drawn By	Scale
	Date	File Name
Slide12-markah_AM.slim		

35	0.813954	199.824	TVC	0	40	53.0658	102.555	214.817	92.5965	122.22
36	0.813954	189.035	TVC	0	40	47.8684	92.5105	197.653	87.4032	110.249
37	0.813954	176.94	TVC	0	40	44.8647	86.7055	184.965	81.6333	103.332
38	0.813954	164.972	TVC	0	40	41.912	80.9991	172.394	75.8634	96.5309
39	0.813954	153.121	TVC	0	40	39.0071	75.3851	159.934	70.0935	89.8404
40	0.813954	152.477	TVC	0	40	40.6525	78.565	157.953	64.3236	93.6297
41	1.0082	199.18	TVC	0	40	43.8266	84.6993	157.905	56.964	100.941
42	1.0082	181.233	TVC	0	40	41.0673	79.3667	142.6	48.0147	94.5853
43	1.0082	160.273	TVC	0	40	39.9493	77.206	131.076	39.0655	92.0104
44	1.04517	143.033	ENR 2	0	45	51.7722	100.055	130.007	29.9522	100.055
45	0.306388	36.9669	ENR 2	0	45	44.377	85.763	109.339	23.5757	85.763
46	0.241655	27.3228	BCR	0	40	38.3285	74.0736	108.745	20.4672	88.2774
47	0.880432	84.7061	ENR	0	42	36.9717	71.4515	93.4581	14.1028	79.3553
48	0.880432	60.5043	ENR	0	42	31.6727	61.2107	72.0967	4.11534	67.9814
49	0.880432	36.3026	ENR	0	42	24.5958	47.5338	52.7916	0	52.7916
50	0.880432	12.1009	ENR	0	42	16.2727	31.4487	34.9274	0	34.9274

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.93856

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	1.01744	165.082	ENR	0	42	1.73247	3.3585	165.188	161.458	3.72978
2	1.01744	167.666	ENR	0	42	2.59593	5.03236	167.998	162.409	5.58882
3	1.01744	170.249	ENR	0	42	3.45938	6.70622	170.808	163.359	7.44886
4	1.01744	174.026	ENR	0	42	9.21638	17.8665	184.153	164.31	19.8426
5	1.05576	192.756	ENR	0	42	17.7915	34.4898	203.141	164.836	38.3053
6	1.05576	205.824	ENR	0	42	23.6282	45.8047	215.809	164.938	50.8713
7	0.97913	201.917	TVC	0	40	26.7919	51.9378	226.932	165.036	61.8964
8	0.97913	211.86	TVC	0	40	31.1839	60.4518	237.174	165.13	72.0437

			Project		
			Analysis Description		
			Drawn By	Scale	Company
			Date		File Name Slide12-markah_AM.slim

SLIDENTERPRIET 6.025

9	1.01744	229.582	TVC	0	40	32.4705	62.9461	239.816	164.8	75.0164
10	1.01744	238.112	TVC	0	40	36.212	70.1991	247.707	164.047	83.6599
11	1.01744	246.642	TVC	0	40	39.9534	77.4521	255.597	163.294	92.3034
12	1.01744	255.173	TVC	0	40	43.6949	84.7051	263.489	162.541	100.948
13	0.813955	209.56	TVC	0	40	43.4617	84.2532	261.925	161.516	100.409
14	0.813955	213.58	TVC	0	40	45.86	88.9024	266.169	160.22	105.949
15	0.813955	217.6	TVC	0	40	48.2583	93.5516	270.414	158.923	111.491
16	0.813955	221.62	TVC	0	40	50.6566	98.2008	274.658	157.627	117.031
17	0.813955	225.64	TVC	0	40	53.0548	102.85	278.903	156.33	122.573
18	0.813955	228.909	TVC	0	40	51.4993	99.8345	273.65	154.672	118.978
19	0.813955	231.429	TVC	0	40	53.3478	103.418	275.9	152.651	123.249
20	0.813955	234.447	TVC	0	40	55.4417	107.477	278.718	150.631	128.087
21	0.813955	235.646	TVC	0	40	54.6364	105.916	274.836	148.61	126.226
22	0.813955	231.67	TVC	0	40	52.8676	102.487	268.729	146.59	122.139
23	1.01744	282.439	TVC	0	40	47.6934	92.4565	254.018	143.833	110.185
24	1.01744	274.091	TVC	0	40	47.1386	91.381	249.242	140.339	108.903
25	1.01744	270.748	TVC	0	40	48.4471	93.9176	248.772	136.846	111.926
26	1.01744	269.366	TVC	0	40	49.0555	95.097	246.684	133.352	113.332
27	1.01744	270.077	TVC	0	40	47.1283	91.3611	238.206	129.326	108.88
28	1.01744	268.804	TVC	0	40	48.178	93.3959	236.073	124.768	111.305
29	1.01744	267.468	TVC	0	40	49.2051	95.3871	233.887	120.209	113.678
30	1.01744	266.131	TVC	0	40	50.2323	97.3783	231.702	115.651	116.051
31	0.813955	210.937	TVC	0	40	47.2211	91.5409	220.157	111.063	109.094
32	0.813955	208.07	TVC	0	40	47.5428	92.1645	216.283	106.447	109.836
33	0.813955	205.202	TVC	0	40	47.8644	92.788	212.41	101.83	110.58
34	0.813955	203.121	TVC	0	40	48.5502	94.1174	209.377	97.2132	112.164
35	0.813955	199.824	TVC	0	40	48.8776	94.7522	205.518	92.5965	112.921
36	0.813955	189.035	TVC	0	40	42.6928	82.7626	186.036	87.4032	98.6324

			Project		
			Analysis Description		
			Drawn By	Scale	Company
			Date		File Name Slide12-markah_AM.slim

SLIDENTERPRIET 6.025

37	0.813955	176.941	TVC	0	40	40.0248	77.5904	174.102	81.6333	92.4687
38	0.813955	164.972	TVC	0	40	37.4058	72.5134	162.282	75.8634	86.4185
39	0.813955	153.121	TVC	0	40	34.8328	67.5255	150.567	70.0935	80.4739
40	0.813955	152.478	TVC	0	40	36.6361	71.0213	148.963	64.3236	84.6395
41	1.0082	199.181	TVC	0	40	38.8426	75.2987	146.702	56.964	89.7376
42	1.0082	181.234	TVC	0	40	36.6344	71.0179	132.65	48.0147	84.6357
43	1.0082	160.273	TVC	0	40	35.9755	69.7406	122.179	39.0655	83.1139
44	1.04517	143.033	ENR 2	0	45	47.9207	92.8972	122.849	29.9522	92.8972
45	0.306389	36.967	ENR 2	0	45	40.111	77.7575	101.333	23.5757	77.7574
46	0.241646	27.3219	BCR	0	40	34.337	66.5644	99.7957	20.4673	79.3284
47	0.880434	84.7065	ENR	0	42	33.5389	65.0171	86.3114	14.1029	72.2085
48	0.880434	60.5047	ENR	0	42	29.1609	56.5301	66.8985	4.11541	62.7831
49	0.880434	36.3028	ENR	0	42	22.8173	44.2327	49.1254	0	49.1254
50	0.880434	12.1009	ENR	0	42	15.0848	29.2428	32.4774	0	32.4774

Interslice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.9326

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	58.3229	-16.41	1320.86	0	0
2	59.3404	-16.507	15.3958	0	0
3	60.3578	-16.6039	31.8325	0	0
4	61.3753	-16.7008	49.3102	0	0
5	62.3927	-16.7977	117.268	0	0
6	63.4485	-16.8081	236.816	0	0
7	64.5042	-16.8184	357.699	0	0

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	

Slide12-markah_AM.slim

8	65.4833	-16.828	469.4	0	0
9	66.4625	-16.8376	581.315	0	0
10	67.2764	-16.7762	658.073	0	0
11	68.0904	-16.7148	734.046	0	0
12	68.9043	-16.6534	809.234	0	0
13	69.7183	-16.5919	883.637	0	0
14	70.5322	-16.5305	957.256	0	0
15	71.5497	-16.3653	1024.51	0	0
16	72.5671	-16.2001	1089.52	0	0
17	73.5846	-16.0349	1152.31	0	0
18	74.602	-15.8697	1212.86	0	0
19	75.416	-15.6638	1238.87	0	0
20	76.2299	-15.4578	1263.09	0	0
21	77.0439	-15.2518	1285.59	0	0
22	77.8578	-15.0459	1281.68	0	0
23	78.6718	-14.8399	1269.82	0	0
24	79.6892	-14.4838	1228.55	0	0
25	80.7067	-14.1277	1206.77	0	0
26	81.7241	-13.7716	1204.74	0	0
27	82.7416	-13.4154	1199.6	0	0
28	83.759	-12.9508	1164.96	0	0
29	84.7764	-12.4861	1127.87	0	0
30	85.7939	-12.0214	1088.32	0	0
31	86.8113	-11.5567	1046.31	0	0
32	87.6253	-11.0861	988.543	0	0
33	88.4392	-10.6155	929.953	0	0
34	89.2532	-10.1449	870.545	0	0
35	90.0671	-9.67429	810.751	0	0

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	

Slide12-markah_AM.slim

36	90.8811	-9.20368	752.849	0	0
37	91.6951	-8.61552	675.559	0	0
38	92.509	-8.02735	603.286	0	0
39	93.323	-7.43919	536.004	0	0
40	94.1369	-6.85102	473.686	0	0
41	94.9509	-6.26285	413.872	0	0
42	95.9591	-5.3506	314.007	0	0
43	96.9673	-4.43834	225.323	0	0
44	97.9755	-3.52608	146.024	0	0
45	99.0206	-2.58037	77.1854	0	0
46	99.327	-2.22608	52.0439	0	0
47	99.5687	-1.94664	30.9185	0	0
48	100.449	-0.928551	-31.6794	0	0
49	101.33	0.0895411	-77.1951	0	0
50	102.21	1.10763	-109.287	0	0
51	103.09	2.12572	0	0	0

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.93856

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	58.3229	-16.41	1320.86	0	0
2	59.3404	-16.507	17.0498	2.84283	9.46623
3	60.3578	-16.6039	35.2523	5.87786	9.46624
4	61.3753	-16.7008	54.6076	9.1051	9.46624
5	62.3927	-16.7977	129.866	21.6535	9.46626
6	63.4485	-16.8081	259.689	43.2997	9.46623
7	64.5042	-16.8184	390.959	65.1874	9.46625
8	65.4833	-16.828	511.571	85.2978	9.46624

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

9	66.4625	-16.8376	632.412	105.446	9.4662
10	67.4799	-16.7608	734.091	122.4	9.46623
11	68.4974	-16.6841	834.467	139.136	9.46621
12	69.5148	-16.6073	933.54	155.656	9.46626
13	70.5323	-16.5305	1031.31	171.957	9.46621
14	71.3462	-16.3984	1087.65	181.351	9.46622
15	72.1602	-16.2662	1142.5	190.497	9.46624
16	72.9741	-16.1341	1195.85	199.393	9.46627
17	73.7881	-16.0019	1247.72	208.04	9.46619
18	74.602	-15.8697	1298.09	216.439	9.46622
19	75.416	-15.6638	1324.8	220.893	9.46624
20	76.2299	-15.4578	1349.66	225.039	9.46627
21	77.0439	-15.2518	1372.77	228.891	9.46622
22	77.8578	-15.0459	1368.72	228.216	9.46623
23	78.6718	-14.8399	1356.51	226.18	9.46623
24	79.6892	-14.4838	1314.69	219.207	9.46622
25	80.7067	-14.1277	1292.62	215.527	9.46622
26	81.7241	-13.7716	1290.53	215.178	9.4662
27	82.7416	-13.4154	1285.29	214.305	9.46623
28	83.759	-12.9508	1250.73	208.543	9.46624
29	84.7765	-12.4861	1213.72	202.372	9.46624
30	85.7939	-12.0214	1174.26	195.793	9.46626
31	86.8113	-11.5567	1132.35	188.805	9.46626
32	87.6253	-11.0861	1075.64	179.349	9.46624
33	88.4393	-10.6155	1018.13	169.759	9.46619
34	89.2532	-10.1449	959.811	160.036	9.46624
35	90.0672	-9.6743	901.117	150.249	9.46621
36	90.8811	-9.20369	844.278	140.772	9.46622

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

37	91.6951	-8.61552	769.691	128.336	9.46625
38	92.509	-8.02735	699.947	116.707	9.46624
39	93.323	-7.43919	635.018	105.881	9.46624
40	94.1369	-6.85102	574.88	95.8538	9.46625
41	94.9509	-6.26286	517.157	86.2292	9.46624
42	95.9591	-5.3506	422.582	70.4601	9.46625
43	96.9673	-4.43834	338.594	56.4562	9.46625
44	97.9755	-3.52608	263.493	43.9341	9.46626
45	99.0207	-2.58038	197.519	32.9338	9.46626
46	99.3271	-2.22608	173.937	29.0017	9.46623
47	99.5687	-1.94665	154.368	25.7389	9.46626
48	100.449	-0.928558	96.0945	16.0225	9.46624
49	101.33	0.089536	53.7215	8.95736	9.46624
50	102.21	1.10763	23.8446	3.97578	9.46625
51	103.09	2.12572	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	0
181.373	0

Line Load

X	Y
138.374	2.12572

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

97.7674	2.12572
---------	---------

External Boundary

X	Y
0.409237	-17.7261
0.409237	-26.3375
0.409237	-34.4838
0.409237	-37.7261
0.409237	-43.8772
0.409237	-56.2007
0.409237	-69.6337
0.409237	-89.9925
181.373	-89.9925
181.373	-68.3456
181.373	-57.2305
181.373	-43.6137
181.373	-37.7261
181.373	-34.4838
181.373	-26.3375
181.373	-6.11935
181.373	0.873919
181.373	2.12572
95.3378	2.12572
94.5378	0.873919
94.0378	0.373919
90.1378	0.373919
80.2378	-6.22608

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

77.2378	-6.22608
61.9378	-16.4261
21.796	-16.2479
0.409237	-16.153

Material Boundary

X	Y
76.1742	-9.03841
83.0502	-9.03841

Material Boundary

X	Y
63.1427	-17.7261
115.38	-17.8277
117.562	-17.5546

Material Boundary

X	Y
95.3378	0.873919
97.5569	-0.605464
99.9878	-2.22608

Material Boundary

X	Y
91.3187	-3.52608



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name	
	Slide12-markah_AM.slim	

SLIDEINTERPRET 6.025

103.718	-3.52608
---------	----------

Material Boundary

X	Y
80.2378	-6.22608
82.1127	-8.10097

Material Boundary

X	Y
82.1127	-8.10097
83.0502	-9.03841

Material Boundary

X	Y
94.0378	0.373919
96.6548	-2.22608

Material Boundary

X	Y
83.0502	-9.03841
91.3187	-3.52608

Material Boundary

X	Y



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name	
	Slide12-markah_AM.slim	

SLIDEINTERPRET 6.025

63.1427 -17.7261 76.1742 -9.03841													
Material Boundary													
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>82.1127</td><td>-8.10097</td></tr><tr><td>90.9251</td><td>-2.22608</td></tr></table>				X	Y	82.1127	-8.10097	90.9251	-2.22608				
X	Y												
82.1127	-8.10097												
90.9251	-2.22608												
Material Boundary													
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>21.796</td><td>-16.2479</td></tr><tr><td>26.4323</td><td>-17.7769</td></tr><tr><td>58.6081</td><td>-17.8023</td></tr><tr><td>63.1427</td><td>-17.7261</td></tr></table>				X	Y	21.796	-16.2479	26.4323	-17.7769	58.6081	-17.8023	63.1427	-17.7261
X	Y												
21.796	-16.2479												
26.4323	-17.7769												
58.6081	-17.8023												
63.1427	-17.7261												
Material Boundary													
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>0.409237</td><td>-37.7261</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-37.7261</td></tr></table>				X	Y	0.409237	-37.7261	181.373	-37.7261				
X	Y												
0.409237	-37.7261												
181.373	-37.7261												
Material Boundary													
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>99.9878</td><td>-2.22608</td></tr><tr><td>102.418</td><td>-2.22608</td></tr></table>				X	Y	99.9878	-2.22608	102.418	-2.22608				
X	Y												
99.9878	-2.22608												
102.418	-2.22608												
 S:\DINTERPRIET 6.025	Project												
	Analysis Description												
	Drawn By	Scale	Company										
	Date	File Name											
		Slide12-markah_AM.slim											

103.718 -3.52608 115.383 -15.1909 117.701 -17.5084																					
Material Boundary																					
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>58.6081</td><td>-17.8023</td></tr><tr><td>61.5612</td><td>-18.7671</td></tr><tr><td>113.782</td><td>-18.8175</td></tr><tr><td>117.562</td><td>-17.5546</td></tr><tr><td>117.701</td><td>-17.5084</td></tr><tr><td>121.967</td><td>-16.0834</td></tr><tr><td>151.797</td><td>-6.11935</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-6.11935</td></tr></table>				X	Y	58.6081	-17.8023	61.5612	-18.7671	113.782	-18.8175	117.562	-17.5546	117.701	-17.5084	121.967	-16.0834	151.797	-6.11935	181.373	-6.11935
X	Y																				
58.6081	-17.8023																				
61.5612	-18.7671																				
113.782	-18.8175																				
117.562	-17.5546																				
117.701	-17.5084																				
121.967	-16.0834																				
151.797	-6.11935																				
181.373	-6.11935																				
Material Boundary																					
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>26.4323</td><td>-17.7769</td></tr><tr><td>52.3905</td><td>-26.3375</td></tr></table>				X	Y	26.4323	-17.7769	52.3905	-26.3375												
X	Y																				
26.4323	-17.7769																				
52.3905	-26.3375																				
Material Boundary																					
<table><tr><td>X</td><td>Y</td></tr><tr><td>0.409237</td><td>-34.4838</td></tr><tr><td>87.7488</td><td>-34.4838</td></tr><tr><td>127.942</td><td>-34.4838</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-34.4838</td></tr></table>				X	Y	0.409237	-34.4838	87.7488	-34.4838	127.942	-34.4838	181.373	-34.4838								
X	Y																				
0.409237	-34.4838																				
87.7488	-34.4838																				
127.942	-34.4838																				
181.373	-34.4838																				
 S:\DINTERPRIET 6.025	Project																				
	Analysis Description																				
	Drawn By	Scale	Company																		
	Date	File Name																			
		Slide12-markah_AM.slim																			

Material Boundary

X	Y
52.3905	-26.3375
87.7488	-26.3375
118.868	-26.3375
134.017	-18.837
113.782	-18.8175

Material Boundary

X	Y
0.409237	-43.8772
181.373	-43.6137

Material Boundary

X	Y
0.409237	-56.2007
181.373	-57.2305

Material Boundary

X	Y
0.409237	-69.6337
181.373	-68.3456



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

Material Boundary

X	Y
87.7488	-34.4838
87.7488	-26.3375

Material Boundary

X	Y
127.942	-34.4838
127.942	-26.3375

Material Boundary

X	Y
97.5569	-0.605464
97.6232	-0.50605
102.397	-0.50605
121.967	-16.0834

Material Boundary

X	Y
102.397	-0.50605
106.744	0.873919

Material Boundary

X	Y
---	---



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name Slide12-markah_AM.slim	

94.5378	0.873919
95.3378	0.873919
106.744	0.873919
181.373	0.873919

Material Boundary

X	Y
90.9251	-2.22608
96.6548	-2.22608
99.9878	-2.22608

Material Boundary

X	Y
0.409237	-26.3375
52.3905	-26.3375

Material Boundary

X	Y
118.868	-26.3375
127.942	-26.3375
181.373	-26.3375

 SLIDINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	
		Slide12-markah_AM.slim	

Stabilité générale du site
Situation sismique

Slide Analysis Information

Project Summary

File Name: Slide12-markah_AM
Slide Modeler Version: 6.025

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
Time Units: days
Permeability Units: meters/second
Failure Direction: Right to Left
Data Output: Standard
Maximum Material Properties: 20
Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Spencer

Number of slices: 50
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 0.2: Yes



SLIDEINTERPRET 6.025

Project			
Analysis Description			
Drawn By	Scale	Company	
Date		File Name	Slide12-markah_AM.slim

Initial trial value of FS: 1
Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 20
Number of iterations: 20
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 10

Loading



SLIDEINTERPRET 6.025

Project			
Analysis Description			
Drawn By	Scale	Company	
Date		File Name	Slide12-markah_AM.slim

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.25
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.075
1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 40
Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	7 2	3 6	5 3	5 8	BCR	ENR	ENR 2	TVC
Color								
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	22	19	19.9	21	24	27	27	25
Cohesion [kPa]	0	0	15.6	0	0	0	0	0
Friction Angle [deg]	0	33	28.1	37.5	40	42	45	40
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1	1	1	1	1	1

Property	JRTG	SUBST
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	20	20
Cohesion [kPa]	1	1
Friction Angle [deg]	35	35
Water Surface	Water Table	Water Table

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	Slide12-markah_AM.slim

Hu Value	1	1
----------	---	---

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.015180
Axis Location: 63.715, 37.279
Left Slip Surface Endpoint: 59.025, -16.413
Right Slip Surface Endpoint: 104.569, 2.126
Left Slope Intercept: 59.025 0.000
Right Slope Intercept: 104.569 2.126
Resisting Moment=197685 kN-m
Driving Moment=194729 kN-m
Total Slice Area=543.057 m2

Method: spencer

FS: 1.044840
Axis Location: 63.503, 37.845
Left Slip Surface Endpoint: 58.248, -16.410
Right Slip Surface Endpoint: 104.678, 2.126
Left Slope Intercept: 58.248 0.000
Right Slope Intercept: 104.678 2.126
Resisting Moment=206932 kN-m
Driving Moment=198052 kN-m
Resisting Horizontal Force=3450.11 kN
Driving Horizontal Force=3302.05 kN
Total Slice Area=557.314 m2

Global Minimum Coordinates

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name	Slide12-markah_AM.slim

Method: bishop simplified

X	Y
59.0253	-16.4132
63.1657	-16.6147
67.306	-16.4977
71.4464	-16.0601
75.5867	-15.2937
79.727	-14.184
83.8674	-12.708
88.0077	-10.8321
92.1481	-8.5072
96.2884	-5.66033
100.429	-2.17872
104.569	2.12572

Method: spencer

X	Y
58.2483	-16.4097
62.4692	-16.6538
66.69	-16.5704
70.9109	-16.1579
75.1317	-15.4088
79.3526	-14.3085
83.5734	-12.8342
87.7943	-10.9519
92.0151	-8.61212



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

96.236	-5.74126
100.457	-2.22531
104.678	2.12572

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 22392
Number of Invalid Surfaces: 53608

Error Codes:

Error Code -105 reported for 12078 surfaces
Error Code -106 reported for 16267 surfaces
Error Code -111 reported for 1 surface
Error Code -112 reported for 313 surfaces
Error Code -115 reported for 14656 surfaces
Error Code -123 reported for 10293 surfaces

Method: spencer

Number of Valid Surfaces: 21512
Number of Invalid Surfaces: 54488

Error Codes:

Error Code -105 reported for 12078 surfaces
Error Code -106 reported for 16267 surfaces
Error Code -108 reported for 36 surfaces
Error Code -111 reported for 33 surfaces
Error Code -112 reported for 1125 surfaces



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

Error Code -115 reported for 14656 surfaces
Error Code -123 reported for 10293 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

- 105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
- 106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
- 108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- 111 = safety factor equation did not converge
- 112 = The coefficient M-Alpha = $\cos(\alpha) / (1 + \tan(\alpha) \tan(\phi) / F)$ < 0.2 for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
- 115 = Surface too shallow, below the minimum depth.
- 123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.

Slice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.01518

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	1.03509	167.326	ENR	0	42	0.407961	0.414154	161.72	161.26	0.459761
2	1.03509	168.652	ENR	0	42	1.22388	1.24246	163.134	161.755	1.37939
3	1.03509	170.193	ENR	0	42	2.25435	2.28857	164.79	162.249	2.54127
4	1.03509	179.787	ENR	0	42	11.3473	11.5196	175.537	162.743	12.794
5	0.858408	158.716	ENR	0	42	21.2997	21.623	186.887	162.872	24.0146
6	0.858408	166.598	ENR	0	42	30.4102	30.8718	196.92	162.634	34.2858
7	0.807841	163.567	TVC	0	40	36.1933	36.7427	206.191	162.403	43.7878
8	0.807841	169.715	TVC	0	40	43.3012	43.9585	214.567	162.179	52.3876

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

9	0.807841	175.863	TVC	0	40	50.4091	51.1743	222.942	161.955	60.9874
10	0.828068	185.982	TVC	0	40	53.7888	54.6053	226.49	161.413	65.0769
11	0.828068	191.114	TVC	0	40	59.8127	60.7207	232.918	160.555	72.3635
12	0.828068	196.246	TVC	0	40	65.8367	66.8361	239.348	159.696	79.6523
13	0.828068	201.378	TVC	0	40	71.8607	72.9515	245.777	158.837	86.9399
14	0.828068	206.509	TVC	0	40	77.8846	79.0669	252.207	157.979	94.2278
15	1.03509	264.29	TVC	0	40	79.3278	80.532	252.584	156.609	95.9751
16	1.03509	270.182	TVC	0	40	85.4232	86.7199	258.079	154.73	103.349
17	1.03509	276.074	TVC	0	40	91.5186	92.9079	263.573	152.85	110.723
18	1.03509	281.966	TVC	0	40	97.614	99.0958	269.069	150.971	118.098
19	1.03509	286.88	TVC	0	40	97.4731	98.9527	266.597	148.67	117.927
20	1.03509	290.743	TVC	0	40	102.341	103.895	269.766	145.949	123.817
21	1.03509	285.739	TVC	0	40	100.728	102.257	265.093	143.227	121.866
22	1.03509	278.56	TVC	0	40	97.5267	99.0072	258.497	140.506	117.991
23	1.03509	271.084	TVC	0	40	89.1167	90.4695	245.152	137.335	107.817
24	1.03509	267.614	TVC	0	40	89.4113	90.7686	241.889	133.715	108.174
25	1.03509	266.281	TVC	0	40	91.1616	92.5454	240.387	130.095	110.292
26	1.03509	268.317	TVC	0	40	95.1437	96.588	241.584	126.476	115.108
27	0.828068	214.788	TVC	0	40	92.1769	93.5761	234.345	122.825	111.52
28	0.828068	213.965	TVC	0	40	93.9903	95.4171	232.859	119.145	113.714
29	0.828068	213.142	TVC	0	40	95.8038	97.2581	231.372	115.464	115.908
30	0.828068	212.319	TVC	0	40	97.6173	99.0991	229.886	111.784	118.102
31	0.828068	211.496	TVC	0	40	99.4306	100.94	228.4	108.103	120.297
32	1.03509	261.76	TVC	0	40	94.7044	96.142	217.99	103.412	114.578
33	1.03509	258.39	TVC	0	40	96.1988	97.6591	214.096	97.7104	116.386
34	1.03509	252.63	TVC	0	40	96.0792	97.5377	208.249	92.0085	116.241
35	1.03509	237.366	TVC	0	40	90.3545	91.7261	195.622	86.3065	109.315
36	0.828068	177.961	TVC	0	40	79.1559	80.3575	176.429	80.6628	95.7665

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

37	0.828068	166.174	TVC	0	40	74.041	75.1649	164.655	75.0773	89.5781
38	0.828068	158.708	TVC	0	40	71.8794	72.9705	156.455	69.4917	86.9631
39	0.828068	170.023	TVC	0	40	82.5521	83.8052	163.782	63.9062	99.8755
40	0.828068	169.626	TVC	0	40	85.2212	86.5149	161.425	58.3206	103.105
41	0.846018	161.174	TVC	0	40	74.3928	75.5221	142.042	52.0383	90.0037
42	0.846018	147.559	TVC	0	40	74.2709	75.3983	134.916	45.0593	89.8567
43	0.846018	133.944	TVC	0	40	83.8197	85.0921	139.489	38.0804	101.409
44	0.772982	109.975	ENR 2	0	45	86.9089	88.2282	119.631	31.4026	88.228
45	0.772982	97.4565	ENR 2	0	45	80.9729	82.2021	107.228	25.0261	82.2019
46	0.0563237	6.58195	ENR	0	42	73.0671	74.1763	103.987	21.6055	82.3811
47	1.03509	105.26	ENR	0	42	61.3822	62.314	85.3018	16.0949	69.2069
48	1.03509	75.186	ENR	0	42	51.8552	52.6424	64.0036	5.53826	58.4653
49	1.03509	45.1116	ENR	0	42	40.0161	40.6235	45.117	0	45.117
50	1.03509	15.0372	ENR	0	42	25.6251	26.0141	28.8917	0	28.8917

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.04484

Slice Number	Width [m]	Weight [kN]	Base Material	Base Cohesion [kPa]	Base Friction Angle [degrees]	Shear Stress [kPa]	Shear Strength [kPa]	Base Normal Stress [kPa]	Pore Pressure [kPa]	Effective Normal Stress [kPa]
1	1.05521	170.694	ENR	0	42	4.46742	4.66774	166.463	161.278	5.18471
2	1.05521	172.348	ENR	0	42	5.76799	6.02663	168.571	161.877	6.69361
3	1.05521	174.001	ENR	0	42	7.06857	7.38552	170.679	162.476	8.20251
4	1.05521	177.283	ENR	0	42	34.3422	35.8821	202.925	163.074	39.8512
5	0.783903	139.268	ENR	0	42	55.9993	58.5103	228.28	163.298	64.9817
6	0.783903	145.982	ENR	0	42	64.7793	67.684	238.316	163.146	75.1699
7	0.783903	152.696	ENR	0	42	73.5592	76.8576	248.352	162.994	85.3582
8	0.934571	190.254	TVC	0	40	75.0972	78.4646	256.337	162.827	93.51
9	0.934571	198.667	TVC	0	40	83.3257	87.062	266.403	162.646	103.757
10	0.84417	185.988	TVC	0	40	77.135	80.5937	258.199	162.151	96.0479



Project

Analysis Description

Drawn By

Scale

Company

Date

File Name

Slide12-markah_AM.slim

11	0.84417	191.463	TVC	0	40	82.8558	86.5711	264.512	161.341	103.171
12	0.84417	196.939	TVC	0	40	88.5767	92.5485	270.827	160.532	110.295
13	0.84417	202.414	TVC	0	40	94.2976	98.5259	277.142	159.723	117.419
14	0.84417	207.89	TVC	0	40	100.018	104.503	283.456	158.914	124.542
15	1.05521	266.452	TVC	0	40	91.8757	95.9954	271.993	157.59	114.403
16	1.05521	272.788	TVC	0	40	97.2982	101.661	276.909	155.753	121.156
17	1.05521	279.123	TVC	0	40	102.721	107.327	281.824	153.916	127.908
18	1.05521	285.458	TVC	0	40	108.144	112.993	286.739	152.079	134.66
19	0.84417	232.187	TVC	0	40	98.8151	103.246	273.124	150.081	123.043
20	0.84417	235.037	TVC	0	40	102.26	106.845	275.255	147.922	127.333
21	0.84417	237.492	TVC	0	40	100.01	104.494	270.295	145.763	124.532
22	0.84417	233.848	TVC	0	40	93.025	97.1962	259.438	143.604	115.834
23	0.84417	229.204	TVC	0	40	90.5952	94.6575	254.255	141.446	112.809
24	1.05521	278.833	TVC	0	40	78.1063	81.6086	235.816	138.558	97.2576
25	1.05521	273.772	TVC	0	40	85.1167	88.9333	240.929	134.943	105.986
26	1.05521	271.652	TVC	0	40	85.4215	89.2518	237.693	131.327	106.366
27	1.05521	273.451	TVC	0	40	88.3496	92.3112	237.723	127.711	110.012
28	0.84417	219.169	TVC	0	40	79.7907	83.3685	223.411	124.057	99.354
29	0.84417	218.441	TVC	0	40	81.1506	84.7894	221.412	120.363	101.049
30	0.84417	217.712	TVC	0	40	82.5105	86.2103	219.412	116.67	102.742
31	0.84417	216.984	TVC	0	40	83.8704	87.6312	217.412	112.977	104.435
32	0.84417	216.256	TVC	0	40	85.2305	89.0522	215.413	109.284	106.129
33	1.05521	267.787	TVC	0	40	76.1	79.5123	199.328	104.569	94.7589
34	1.05521	263.983	TVC	0	40	77.1017	80.5589	194.837	98.8306	96.0066
35	1.05521	259.972	TVC	0	40	78.6762	82.204	191.059	93.0923	97.9671
36	1.05521	244.856	TVC	0	40	74.3298	77.6627	179.909	87.3541	92.5548
37	0.84417	183.585	TVC	0	40	61.2449	63.9911	157.931	81.6686	76.262
38	0.84417	171.467	TVC	0	40	57.3615	59.9336	147.462	76.036	71.4257



Project

Analysis Description

Drawn By

Scale

Company

Date

File Name

Slide12-markah_AM.slim

39	0.84417	162.469	TVC	0	40	55.4305	57.916	139.425	70.4034	69.0215
40	0.84417	172.707	TVC	0	40	65.5382	68.4769	146.378	64.7707	81.6077
41	0.84417	174.581	TVC	0	40	70.4116	73.5689	146.814	59.1381	87.6762
42	0.886431	170.311	TVC	0	40	58.6045	61.2323	125.674	52.7	72.9741
43	0.886431	155.519	TVC	0	40	60.3572	63.0636	120.613	45.4563	75.1566
44	0.886431	140.727	TVC	0	40	70.8159	73.9913	126.392	38.2127	88.1791
45	0.78078	111.194	ENR 2	0	45	76.6878	80.1265	111.528	31.4007	80.1269
46	0.78078	98.4825	ENR 2	0	45	72.3646	75.6094	100.63	25.0204	75.6095
47	1.05521	108.469	ENR	0	42	52.8799	55.251	77.857	16.4948	61.3622
48	1.05521	77.4776	ENR	0	42	46.3889	48.469	59.6541	5.82391	53.8302
49	1.05521	46.4866	ENR	0	42	37.0016	38.6608	42.9372	0	42.9372
50	1.05521	15.4955	ENR	0	42	23.6222	24.6814	27.4114	0	27.4114

Interslice Data

Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor: 1.01518

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	59.0253	-16.4132	1321.37	0	0
2	60.0604	-16.4635	7.67381	0	0
3	61.0955	-16.5139	15.9459	0	0
4	62.1306	-16.5643	45.7297	0	0
5	63.1657	-16.6147	169.898	0	0
6	64.0241	-16.5905	262.297	0	0
7	64.8825	-16.5662	355.91	0	0
8	65.6903	-16.5434	442.753	0	0
9	66.4982	-16.5206	529.716	0	0

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

10	67.306	-16.4977	616.798	0	0
11	68.1341	-16.4102	688.77	0	0
12	68.9621	-16.3227	759.789	0	0
13	69.7902	-16.2351	829.856	0	0
14	70.6183	-16.1476	898.971	0	0
15	71.4464	-16.0601	967.133	0	0
16	72.4814	-15.8685	1025.72	0	0
17	73.5165	-15.6769	1081.68	0	0
18	74.5516	-15.4853	1135.03	0	0
19	75.5867	-15.2937	1185.76	0	0
20	76.6218	-15.0163	1206.28	0	0
21	77.6569	-14.7388	1207.05	0	0
22	78.6919	-14.4614	1182.46	0	0
23	79.727	-14.184	1158.18	0	0
24	80.7621	-13.815	1128.82	0	0
25	81.7972	-13.446	1116.99	0	0
26	82.8323	-13.077	1101.44	0	0
27	83.8674	-12.708	1082.66	0	0
28	84.6954	-12.3328	1043.9	0	0
29	85.5235	-11.9577	1003.3	0	0
30	86.3516	-11.5825	960.862	0	0
31	87.1796	-11.2073	916.582	0	0
32	88.0077	-10.8321	870.46	0	0
33	89.0428	-10.2509	783.181	0	0
34	90.0779	-9.66966	694.89	0	0
35	91.113	-9.08843	610.456	0	0
36	92.1481	-8.5072	531.235	0	0
37	92.9761	-7.93782	452.045	0	0

 SLIDEINTERPRET 6.025	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

38	93.8042	-7.36845	378.257	0	0
39	94.6323	-6.79908	309.209	0	0
40	95.4603	-6.2297	242.026	0	0
41	96.2884	-5.66033	178.502	0	0
42	97.1344	-4.94891	100.295	0	0
43	97.9804	-4.2375	30.458	0	0
44	98.8264	-3.52608	-31.1245	0	0
45	99.5994	-2.87608	-68.986	0	0
46	100.372	-2.22608	-100.259	0	0
47	100.429	-2.17872	-102.701	0	0
48	101.464	-1.10261	-157.073	0	0
49	102.499	-0.026497	-190.899	0	0
50	103.534	1.04961	-209.176	0	0
51	104.569	2.12572	0	0	0

Global Minimum Query (spencer) - Safety Factor: 1.04484

Slice Number	X coordinate [m]	Y coordinate - Bottom [m]	Interslice Normal Force [kN]	Interslice Shear Force [kN]	Interslice Force Angle [degrees]
1	58.2483	-16.4097	1320.81	0	0
2	59.3035	-16.4707	13.9313	4.73405	18.7685
3	60.3587	-16.5317	28.9663	9.84315	18.7685
4	61.4139	-16.5928	45.1049	15.3273	18.7685
5	62.4692	-16.6538	147.88	50.2518	18.7685
6	63.2531	-16.6383	265.011	90.0545	18.7685
7	64.037	-16.6228	383.527	130.328	18.7685
8	64.8209	-16.6073	503.429	171.072	18.7685
9	65.7554	-16.5888	640.804	217.754	18.7685
10	66.69	-16.5704	778.368	264.5	18.7685

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

11	67.5342	-16.4879	874.393	297.131	18.7685
12	68.3784	-16.4054	969.101	329.315	18.7685
13	69.2225	-16.3229	1062.49	361.05	18.7685
14	70.0667	-16.2404	1154.56	392.337	18.7685
15	70.9109	-16.1579	1245.32	423.177	18.7685
16	71.9661	-15.9706	1320.78	448.819	18.7685
17	73.0213	-15.7833	1392.8	473.292	18.7684
18	74.0765	-15.5961	1461.37	496.596	18.7686
19	75.1317	-15.4088	1526.51	518.731	18.7685
20	75.9759	-15.1887	1547.82	525.971	18.7685
21	76.8201	-14.9687	1566.59	532.35	18.7685
22	77.6642	-14.7486	1562.84	531.077	18.7685
23	78.5084	-14.5285	1538.95	522.957	18.7685
24	79.3526	-14.3085	1515.3	514.92	18.7685
25	80.4078	-13.9399	1464.29	497.586	18.7685
26	81.463	-13.5713	1451.8	493.342	18.7685
27	82.5182	-13.2027	1434.68	487.525	18.7685
28	83.5734	-12.8342	1413.53	480.336	18.7684
29	84.4176	-12.4577	1370.44	465.695	18.7685
30	85.2618	-12.0812	1325.17	450.31	18.7684
31	86.1059	-11.7048	1277.71	434.183	18.7684
32	86.9501	-11.3283	1228.06	417.313	18.7685
33	87.7943	-10.9519	1176.23	399.701	18.7685
34	88.8495	-10.3669	1081.18	367.4	18.7685
35	89.9047	-9.782	984.407	334.516	18.7685
36	90.9599	-9.19706	890.929	302.751	18.7685
37	92.0151	-8.61212	803.153	272.923	18.7685
38	92.8593	-8.03795	718.436	244.135	18.7685

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

39	93.7035	-7.46378	639.471	217.302	18.7685
40	94.5476	-6.88961	565.736	192.245	18.7685
41	95.3918	-6.31543	494.007	167.871	18.7685
42	96.236	-5.74126	425.686	144.654	18.7685
43	97.1224	-5.00287	342.419	116.359	18.7685
44	98.0088	-4.26447	268.145	91.1196	18.7685
45	98.8953	-3.52608	202.601	68.8469	18.7685
46	99.676	-2.87569	162.326	55.1608	18.7685
47	100.457	-2.22531	128.93	43.8124	18.7686
48	101.512	-1.13755	73.0933	24.8381	18.7685
49	102.567	-0.0497918	37.9341	12.8906	18.7686
50	103.622	1.03797	18.771	6.37866	18.7685
51	104.678	2.12572	0	0	0

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0	0
181.373	0

Line Load

X	Y
138.374	2.12572
97.7674	2.12572

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

External Boundary

X	Y
0.409237	-17.7261
0.409237	-26.3375
0.409237	-34.4838
0.409237	-37.7261
0.409237	-43.8772
0.409237	-56.2007
0.409237	-69.6337
0.409237	-89.9925
181.373	-89.9925
181.373	-68.3456
181.373	-57.2305
181.373	-43.6137
181.373	-37.7261
181.373	-34.4838
181.373	-26.3375
181.373	-6.11935
181.373	0.873919
181.373	2.12572
95.3378	2.12572
94.5378	0.873919
94.0378	0.373919
90.1378	0.373919
80.2378	-6.22608
77.2378	-6.22608
61.9378	-16.4261
21.796	-16.2479

	Project		
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

0.409237 -16.153	
Material Boundary	
X	Y
76.1742	-9.03841
83.0502	-9.03841
Material Boundary	
X	Y
63.1427	-17.7261
115.38	-17.8277
117.562	-17.5546
Material Boundary	
X	Y
95.3378	0.873919
97.5569	-0.605464
99.9878	-2.22608
Material Boundary	
X	Y
91.3187	-3.52608
103.718	-3.52608
	
Project	
Analysis Description	
Drawn By	Scale Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim

Material Boundary	
X	Y
80.2378	-6.22608
82.1127	-8.10097
Material Boundary	
X	Y
82.1127	-8.10097
83.0502	-9.03841
Material Boundary	
X	Y
94.0378	0.373919
96.6548	-2.22608
Material Boundary	
X	Y
83.0502	-9.03841
91.3187	-3.52608
Material Boundary	
X	Y
63.1427	-17.7261
76.1742	-9.03841
	
Project	
Analysis Description	
Drawn By	Scale Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim

Material Boundary

X	Y
82.1127	-8.10097
90.9251	-2.22608

Material Boundary

X	Y
21.796	-16.2479
26.4323	-17.7769
58.6081	-17.8023
63.1427	-17.7261

Material Boundary

X	Y
0.409237	-37.7261
181.373	-37.7261

Material Boundary

X	Y
99.9878	-2.22608
102.418	-2.22608
103.718	-3.52608
115.383	-15.1909
117.701	-17.5084



SLIDEINTERPRET 6.025

Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

Material Boundary

X	Y
58.6081	-17.8023
61.5612	-18.7671
113.782	-18.8175
117.562	-17.5546
117.701	-17.5084
121.967	-16.0834
151.797	-6.11935
181.373	-6.11935

Material Boundary

X	Y
26.4323	-17.7769
52.3905	-26.3375

Material Boundary

X	Y
0.409237	-34.4838
87.7488	-34.4838
127.942	-34.4838
181.373	-34.4838

Material Boundary



SLIDEINTERPRET 6.025

Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>52.3905</td><td>-26.3375</td></tr><tr><td>87.7488</td><td>-26.3375</td></tr><tr><td>118.868</td><td>-26.3375</td></tr><tr><td>134.017</td><td>-18.837</td></tr><tr><td>113.782</td><td>-18.8175</td></tr></table>		X	Y	52.3905	-26.3375	87.7488	-26.3375	118.868	-26.3375	134.017	-18.837	113.782	-18.8175
X	Y												
52.3905	-26.3375												
87.7488	-26.3375												
118.868	-26.3375												
134.017	-18.837												
113.782	-18.8175												
Material Boundary													
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>0.409237</td><td>-43.8772</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-43.6137</td></tr></table>		X	Y	0.409237	-43.8772	181.373	-43.6137						
X	Y												
0.409237	-43.8772												
181.373	-43.6137												
Material Boundary													
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>0.409237</td><td>-56.2007</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-57.2305</td></tr></table>		X	Y	0.409237	-56.2007	181.373	-57.2305						
X	Y												
0.409237	-56.2007												
181.373	-57.2305												
Material Boundary													
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>0.409237</td><td>-69.6337</td></tr><tr><td>181.373</td><td>-68.3456</td></tr></table>		X	Y	0.409237	-69.6337	181.373	-68.3456						
X	Y												
0.409237	-69.6337												
181.373	-68.3456												
Material Boundary													
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr></table>		X	Y										
X	Y												
 SLIDEINTERPRET 6.025	Project												
	Analysis Description												
	Drawn By												
	Date												
Scale													
Company													
File Name													
Slide12-markah_AM.slim													

<table><tr><td>87.7488</td><td>-34.4838</td></tr><tr><td>87.7488</td><td>-26.3375</td></tr></table>		87.7488	-34.4838	87.7488	-26.3375						
87.7488	-34.4838										
87.7488	-26.3375										
Material Boundary											
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>127.942</td><td>-34.4838</td></tr><tr><td>127.942</td><td>-26.3375</td></tr></table>		X	Y	127.942	-34.4838	127.942	-26.3375				
X	Y										
127.942	-34.4838										
127.942	-26.3375										
Material Boundary											
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>97.5569</td><td>-0.605464</td></tr><tr><td>97.6232</td><td>-0.50605</td></tr><tr><td>102.397</td><td>-0.50605</td></tr><tr><td>121.967</td><td>-16.0834</td></tr></table>		X	Y	97.5569	-0.605464	97.6232	-0.50605	102.397	-0.50605	121.967	-16.0834
X	Y										
97.5569	-0.605464										
97.6232	-0.50605										
102.397	-0.50605										
121.967	-16.0834										
Material Boundary											
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>102.397</td><td>-0.50605</td></tr><tr><td>106.744</td><td>0.873919</td></tr></table>		X	Y	102.397	-0.50605	106.744	0.873919				
X	Y										
102.397	-0.50605										
106.744	0.873919										
Material Boundary											
<table><tr><th>X</th><th>Y</th></tr><tr><td>94.5378</td><td>0.873919</td></tr><tr><td>95.3378</td><td>0.873919</td></tr><tr><td>106.744</td><td>0.873919</td></tr></table>		X	Y	94.5378	0.873919	95.3378	0.873919	106.744	0.873919		
X	Y										
94.5378	0.873919										
95.3378	0.873919										
106.744	0.873919										
 SLIDEINTERPRET 6.025	Project										
	Analysis Description										
	Drawn By										
	Date										
Scale											
Company											
File Name											
Slide12-markah_AM.slim											

181.373	0.873919
---------	----------

Material Boundary

X	Y
90.9251	-2.22608
96.6548	-2.22608
99.9878	-2.22608

Material Boundary

X	Y
0.409237	-26.3375
52.3905	-26.3375

Material Boundary

X	Y
118.868	-26.3375
127.942	-26.3375
181.373	-26.3375



Project		
Analysis Description		
Drawn By	Scale	Company
Date	File Name: Slide12-markah_AM.slim	

Annexe 03 : Détail de calcul du ferrailage.

Ferraillage de la dalle (quai) suivant M_{xx} :

Calcul de Section en Flexion Simple

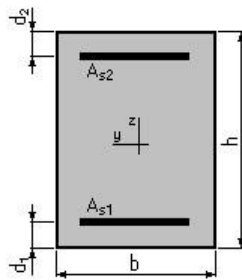
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.0$ (cm) $h = 80.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm) $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	42.11	-967.49
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 8.5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 74.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 8.5$ (cm²)

théorique $\rho = 1.10$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 42.11$ (kN*m) $M_{min} = -967.49$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 30.4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 64.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9.1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 114.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage de la dalle (quai) suivant M_{yy} :

Calcul de Section en Flexion Simple

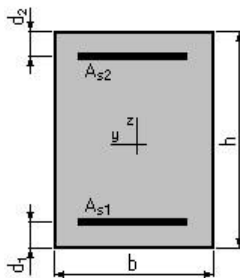
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.0$ (cm) $h = 80.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm) $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	44.28	-838.67
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 8.5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 63.8$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 8.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.96$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 44.28$ (kN*m) $M_{min} = -838.67$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 28.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 65.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8.3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 200.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 102.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage des poutres longitudinales :

Calcul de Section en Flexion Simple

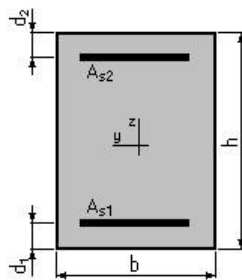
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 140.0$ (cm) $h = 220.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm) $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	3349.34	-1963.93
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 83.7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 48.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 31.5$ (cm²)

théorique $\rho = 0.44$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 3349.34$ (kN*m) $M_{min} = -1963.93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 50.0$ (cm)

Bras de levier r : $Z = 198.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.5$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 20.8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 21.5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 200.0$ (MPa)

Ferrailage des poutres transversales :

Calcul de Section en Flexion Simple

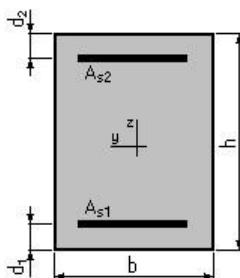
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.0$ (cm) $h = 200.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm) $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	4405.42	-2848.33
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 123.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 77.9$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 20.5$ (cm ²)		
	$\rho = 1.03$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 4405.42$ (kN*m) $M_{min} = -2848.33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 60.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 174.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 198.4$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 52.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 200.0$ (MPa)

