



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE **MASTER**

SPECIALITE GENIE CIVIL BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 21/01/2025 par

Maryse Loana Kpèdétin AHOUANSOU (20190609)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant en Génie Civil, Institut 2iE

Maitres de Stage : Ludovic LANDEMAINE, Responsable Méthodes et Ingénierie, Eiffage Génie Civil Marine Yohan BERNARD, Ingénieur Travaux Principal, Eiffage Génie Civil Marine

Structure d'accueil du Stage : Eiffage Génie Civil Marine

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr Wennd Kouni Igor OUEDRAOGO

Membres et correcteurs : Dr Césaire HEMA

M. Simon-Pierre SALASSI

Promotion [2024/2025]

DEDICACES

Ce mémoire est dédié :

A ma mère,

Pour ton amour inépuisable, ton écoute attentive et tes sacrifices quotidiens. Tu es l'exemple de la force et de la douceur réunies, et ton soutien a toujours été ma plus grande source d'inspiration.

A mon père,

Pour tes conseils avisés, ta sagesse et ta confiance en moi. Tu m'as appris que rien n'est impossible avec du travail et de la persévérance.

A mes sœurs et mon frère,

Pour votre complicité, vos encouragements et votre joie de vivre qui illuminent mon quotidien. Vous êtes les meilleures alliées qu'on puisse rêver.

A mon meilleur ami,

Pour ton écoute, tes encouragements et ta présence indéfectible. Tu as cru en moi même dans mes moments de doute et je te suis profondément reconnaissante.

À tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont tendu la main. Vos gestes, vos mots et votre aide m'ont portée plus loin que je ne l'imaginais.

Et enfin, à mes livres,

Ces compagnons silencieux qui m'ont ouvert l'esprit, nourri mes rêves et façonné ma pensée.

Puissent ces mots témoigner de ma gratitude infinie.

CITATION

« Il n'y a aucune limite à ce que nous pouvons accomplir en tant que femmes. »

Michelle Obama

ii

REMERCIEMENTS

La réalisation de ce mémoire a été un travail qui n'aurait pu aboutir sans le soutien et la contribution de nombreuses personnes. À travers ces quelques mots, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à l'endroit de :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), pour la qualité de la formation dispensée et l'environnement académique stimulant qui ont permis la concrétisation de ce travail ;
- Mon Directeur de Mémoire, M. Moussa LO pour sa disponibilité constante, ses conseils avisés et ses remarques constructives qui ont guidé l'élaboration de cette étude ;
- Eiffage Génie Civil Marine, à travers son Directeur de Projet, M. Arnaud LEGUAY, pour m'avoir offert l'opportunité d'effectuer un stage enrichissant au sein de cette entreprise ;
- Mes maitres de stage, M. Ludovic LANDEMAINE et M. Yohan BERNARD, pour leur accompagnement technique, leur patience et leur volonté de partager leur expertise, qui ont considérablement enrichi mon expérience professionnelle ;
- Le Directeur Travaux, M. Gérald DONET, pour son engagement et sa disponibilité ;
- Les ingénieurs des services production et méthode, pour leur collaboration et leur soutien, qui ont permis une immersion enrichissante dans le projet ;
- Ma famille, pour son soutien inconditionnel tout au long de cette aventure académique.

RESUME

Cette étude s'inscrit dans le cadre du projet d'extension du bassin portuaire et de rénovation des quais Nord et Sud du Port Autonome de Cotonou, au Bénin et porte sur l'analyse de la stabilité structurelle du futur quai Nord. L'objectif de cette étude est d'évaluer son comportement structurel sous l'effet des charges opérationnelles, des contraintes géotechniques et des phases de construction. L'analyse a été réalisée avec le logiciel K-Réa en s'appuyant sur un modèle d'interaction sol-structure. Ce modèle utilise des éléments de poutres sur appuis continus élastoplastiques pour simuler les phases critiques de construction et l'application progressive des charges. Les calculs ont permis de mettre en évidence les paramètres influençant la stabilité de l'ouvrage, parmi lesquels les propriétés géotechniques du sol, la rigidité des pieux et des parois, les charges appliquées, ainsi que les étapes d'excavation, de remblaiement et les efforts transmis dans les liaisons linéiques. Les résultats obtenus confirment que le quai respecte globalement les critères de stabilité définis par l'Eurocode 7, notamment en ce qui concerne le défaut de butée, l'équilibre vertical et la stabilité du massif d'ancrage. Ces performances assurent ainsi la sécurité structurelle de l'ouvrage face aux charges d'exploitation et aux sollicitations environnementales, tout en assurant sa durabilité conformément aux exigences des infrastructures portuaires modernes.

Mots Clés :

- $1-Eurocode \ 7$
- 2 Interaction sol-structure
- 3 Modélisation géotechnique
- 4 Quai portuaire
- 5 Stabilité structurelle

iv

ABSTRACT

This study is part of the project to extend the port basin and renovate the North and South quays of the Autonomous Port of Cotonou, Benin, and concerns the analysis of the structural stability of the future North quay. The aim of the study is to assess the structural behavior of the quay under operational loads, geotechnical constraints and construction phases. The analysis was carried out with K-Réa software, based on a soil-structure interaction model. This model uses beam elements on continuous elasto-plastic supports to simulate critical construction phases and the progressive application of loads. The calculations highlighted the parameters influencing the stability of the structure, including the geotechnical properties of the soil, the stiffness of the piles and walls, the loads applied, as well as the stages of excavation, backfilling and the forces transmitted in the linear links. The results obtained confirm that the platform meets the stability criteria defined by Eurocode 7, particularly with regard to abutment failure, vertical balance and anchorage stability. These performances ensure the structural safety of the structure in the face of operating loads and environmental stresses, while guaranteeing its durability in line with the requirements of modern port infrastructures.

Key Words:

- 2 Geotechnical modeling
- 3 Harbour quay
- $4-Soil\mbox{-structure interaction}$
- 5 Structural stability

v

^{1 -} Eurocode 7

LISTE DES ABREVIATIONS

- DAO : Dossier d'Appel d'Offres
- ELS : Etat Limite de Service
- ELU : Etat Limite Ultime
- GEM : Global Earthquake Model
- MEL : Modèle d'Equilibre Limite
- MISS : Modèle d'Interaction Sol Structure
- PAC : Port Autonome de Cotonou
- PGA : Peak Ground Acceleration
- PIANC : Permanent International Association of Congresses
- PK : Point Kilométrique
- PMVE : Pleines Mers de Vives-Eaux
- SPT : Standard Penetration Test
- UDL : Uniformly Distributed Load
- UTM : Universal Transverse Mercator
- WGS : World Geodetic System
- ZH : Zéro Hydrographique

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS iii
RESUMEiv
ABSTRACT v
LISTE DES ABREVIATIONS vi
LISTE DES TABLEAUX x
LISTE DES FIGURES xi
INTRODUCTION1
Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil et du projet
I.1 Présentation de la structure d'accueil
I.1.1 La structure d'accueil : Eiffage Génie Civil Marine
I.1.2 Situation géographique
I.1.3 Organigramme projet de Eiffage Génie Civil Marine 4
I.2 Présentation du projet
I.2.1 Contexte et Problématique du projet
I.2.2 Localisation du projet : Port Autonome de Cotonou
I.2.3 Description du projet7
I.2.4 Les intervenants du projet
I.3 Objectifs, Hypothèses et données de site
I.3.1 Objectifs
I.3.2 Hypothèses générales
I.3.3 Synthèses des données de site
Chapitre II : Etat de l'art sur les quais en rideau mixte
II.1 Généralités sur les quais15
II.1.1 Définition
II.1.2 Les différents types de quais15
II.1.3 Les critères de choix d'un quai

	II.2 Les quais en rideau mixte	. 21
	II.2.1 Les dispositions constructives	. 21
	II.2.2 Les systèmes d'ancrage – tirants	. 21
	II.2.3 Les éléments structuraux de rigidification	. 22
	II.2.4 Avantages et inconvénients des quais en rideau mixte	. 23
	II.3 Quelques critères de vérification de la stabilité d'un écran de soutènement	. 24
	II.3.1 La stabilité générale de Kranz	. 24
	II.3.2 L'Equilibre Vertical	. 25
	II.3.3 Le Défaut de butée	. 26
	II.4 Normes et Méthodes	. 27
	II.4.1 Quelques normes de calcul et de vérification de la stabilité d'un quai en rideau mixte	. 27
	II.4.2 Quelques méthodes de calcul	. 27
Cha	pitre III : Matériels et Méthodes	. 29
	III.1 Matériels	. 29
	III.1.1 Le logiciel K-Réa	. 29
	III.1.2 Le logiciel AutoCad	. 31
	III.1.3 Le Pack Office Microsoft	. 31
	III.2 Méthodes	. 31
	III.2.1 Description de la structure du quai	. 31
	III.2.2 Hypothèses de calcul	. 34
	III.2.3 Définition des charges	. 38
	III.2.4 Définition des combinaisons de charges	. 45
	III.2.5 Modélisation sur K-Réa	. 48
Cha	pitre IV : Résultats et Discussions	. 54
	IV.1 Synthèse des résultats par phase	. 54
	IV.1.1 Résultats ELU	. 54
	IV.1.2 Résultats ELS	. 55
	IV.2 Vérifications de stabilité (ELU)	. 56

IV.2.1 Vérification de l'équilibre vertical	56
IV.2.2 Le défaut de butée	57
IV.2.3 La stabilité du massif d'ancrage (Critère de Kranz)	58
CONCLUSION	61
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	I

ix

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Valeurs moyennes du niveau d'eau	11
Tableau I-2 : Houles de design le long du quai Nord	12
Tableau III-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers de construction	35
Tableau III-2 : Caractéristiques des navires de projet du quai Nord	35
Tableau III-3 : Profils géotechniques de la section 1	36
Tableau III-4 : Profils géotechniques de la section 2	36
Tableau III-5 : Profils géotechniques de la section 3	37
Tableau III-6 : Profils géotechniques de la section 4	37
Tableau III-7 : Valeurs maximales des obliquités des contraintes de poussées et de butée du projet	39
Tableau III-8 : Coefficients partiels pour les cas de charges	45
Tableau III-9 : Coefficients partiels pour les modèles calculs dans K-Réa	46
Tableau III-10 : Combinaisons aux Etats Limites Ultimes	47
Tableau III-11 : Phasage de calcul de la section 2	49
Tableau IV-1 : Moment maximal et effort normal maximal des écrans	55
Tableau IV-2 : Déplacements maximales des écrans à l'ELS	55
Tableau IV-3 : Bilan des efforts verticaux	56
Tableau IV-4 : Valeurs du Coefficient de butée	58
Tableau IV-5 : Valeurs du Coefficient de Kranz	60

Х

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Organigramme projet de Eiffage Génie Civil Marine	. 4
Figure I-2: Situation géographique du Port Autonome de Cotonou	. 6
Figure I-3 : Plan d'aménagement du Port avant travaux	. 7
Figure I-4 : Plan d'aménagement du Port après travaux	. 8
Figure I-5 : Rose des vents et courbe de dépassement au large de Cotonou	10
Figure I-6 : Rose des courants de la mesure (a) et du modèle (b)	12
Figure I-7 : Global Seismic hazard map	14
Figure II-1 : Coupe transversale d'un quai en bloc de béton	16
Figure II-2 : Coupe transversale d'un quai en caissons de béton armé	16
Figure II-3 : Quai en rideaux de palplanches	17
Figure II-4 : Quai en paroi moulée	18
Figure II-5 : Quai en rideau mixte	19
Figure II-6 : Quai sur pieux	19
Figure II-7 : Vue en plan d'assemblages de rideaux mixtes	21
Figure II-8 : Tirants d'ancrage	22
Figure II-9 : Poutre de couronnement en tête de palplanches	22
Figure II-10 : Modèle de Kranz – Bilan des efforts sur le massif d'ancrage	24
Figure II-11 : Efforts verticaux sur un écran de soutènement	25
Figure II-12 : Principe de butée	26
Figure III-1 : Projets écran simple et double écran2	29
Figure III-2 : Organigramme de calculs K-Réa	30
Figure III-3 : Présentation des sections de quai	32
Figure III-4 : Arrangement typique section 1 & 3	32
Figure III-5 : Arrangement typique section 2	33
Figure III-6 : Arrangement typique section 4	33
Figure III-7 : Section courante du quai Nord	34
Figure III-7 : Schéma d'une grue mobile type LHM 800	41
Figure III-8 : Schéma de chargement des grues mobiles	42
Figure III-9 : Diagramme de pressions sur un quai vertical selon GODA	45
Figure III-10 : Modélisation de la surcharge UDL5	51
Figure III-11 : Modélisation de la surcharge de Grue STS	51
Figure III-12 : Modélisation de la surcharge de Grue Mobile	52
Figure III-13 : Modélisation de la charge d'accostage	
	53

Figure IV-1 : Défaut de butée de l'écran 1	57
Figure IV-2 : Défaut de butée de l'écran 2	58
Figure IV-3 : Critère de Kranz de l'écran 1	59
Figure IV-4 : Critère de Kranz de l'écran 2	59

INTRODUCTION

Le Port Autonome de Cotonou (PAC), infrastructure essentielle au commerce maritime en Afrique de l'Ouest, joue un rôle clé dans l'économie béninoise et celle des pays enclavés de l'hinterland, notamment le Niger, le Burkina Faso et le Mali. Toutefois, face à une augmentation exponentielle du trafic maritime et à une concurrence régionale croissante, le port doit relever des défis stratégiques pour maintenir sa compétitivité, garantir la sécurité des opérations et répondre aux exigences des normes internationales. Parmi les ouvrages portuaires existants, le quai nord constitue un élément central du dispositif d'accueil des navires. La capacité du PAC à accueillir des navires de grande taille et à absorber des volumes croissants de marchandises devient une préoccupation primordiale.

Pour répondre à ces enjeux, le projet d'extension et de réhabilitation du bassin portuaire et des quais nord et sud vise à moderniser ces infrastructures en s'appuyant sur des solutions techniques innovantes et conformes aux normes internationales. La stabilité du quai nord, en particulier, nécessite une étude approfondie intégrant des critères tels que la résistance aux efforts horizontaux et verticaux, la stabilité du massif d'ancrage, ainsi que la durabilité face aux conditions environnementales spécifiques de la région.

Dans cette optique, le présent mémoire s'attèle à analyser la stabilité du quai nord par l'utilisation du logiciel K-Réa, reconnu pour sa capacité à modéliser les écrans de support et à vérifier leur comportement sous diverses contraintes. Cette étude repose sur une démarche méthodologique, articulée autour de la collecte des données géotechniques, la définition des hypothèses de calcul et l'analyse des résultats obtenus pour chaque section de quai.

Les résultats de cette étude permettront non seulement de valider la faisabilité technique des solutions proposées, mais également d'apporter une contribution significative à la modernisation des infrastructures portuaires du Bénin, inscrites dans une perspective de développement durable et de compétitivité régionale.

Ce document est structuré en quatre (04) parties. La première partie expose le contexte et les objectifs du projet, en mettant en lumière l'importance stratégique du Port Autonome de Cotonou, les défis qu'il rencontre et les ambitions de modernisation visant à renforcer sa compétitivité régionale. La deuxième partie présente un état de l'art sur les quais en rideau

mixte, en détaillant leurs caractéristiques techniques, leurs avantages et limitations, ainsi que les normes et méthodologies pertinentes pour l'analyse de leur stabilité. La troisième partie est consacrée aux outils et méthodes employés dans le cadre de cette étude, avec un accent particulier sur l'utilisation du logiciel K-Réa pour la modélisation et l'évaluation des critères de stabilité du quai. Enfin, la dernière partie analyse les résultats obtenus, notamment en ce qui concerne la vérification des critères de stabilité, tels que le critère de Kranz et bien d'autres.

Chapitre I : Présentation de la structure d'accueil et du projet

Ce chapitre a pour objectif de situer le contexte global de cette étude en présentant la structure d'accueil ainsi que le projet qui en constitue la base. Il mettra en évidence le cadre organisationnel et géographique dans lequel l'étude s'inscrit, ainsi que les données de projet, les hypothèses et les objectifs associés.

I.1 Présentation de la structure d'accueil

I.1.1 La structure d'accueil : Eiffage Génie Civil Marine

Eiffage Génie Civil Marine fait partie intégrante de la branche "Infrastructures" du groupe Eiffage, un des leaders européens du secteur du BTP, qui regroupe également Eiffage Route, Eiffage Métal et Eiffage Génie Civil. Depuis sa création en 1993, cette entité s'est forgée une réputation solide dans le secteur des travaux maritimes, grâce à son savoir-faire technique et sa capacité à réaliser des ouvrages complexes dans des milieux souvent contraints par des conditions météorologiques difficiles et des impératifs environnementaux stricts. Fort de son savoir-faire, Eiffage Génie Civil Marine intervient dans plus de 50 pays, ce qui lui permet de répondre aux besoins de projets portuaires et maritimes dans diverses régions du monde. Cette présence globale s'accompagne d'une approche locale, où chaque projet est adapté aux spécificités géographiques, culturelles et réglementaires de la région concernée.

Eiffage Génie Civil Marine intervient dans une large gamme de projets maritimes, touchant diverses catégories d'infrastructures telles que : les ouvrages d'accostage, les ouvrages portuaires, les projets d'énergie marine, la protection côtière. Aujourd'hui, la filiale réalise entre autres l'approfondissement du port de Cotonou (Bénin), le port de pêche industrielle de Pointe Noire (Congo), l'extension du terminal minéralier de Freetown (Sierra Léone), le terminal conteneurs de Puerto Antioquia (Colombie), ou encore le port gazier en haute mer Tortue Ahmeyim (Sénégal, Mauritanie), et les infrastructures maritimes de la raffinerie Al-Zour (Koweit).

I.1.2 Situation géographique

Le siège social du groupe Eiffage est situé à Vélizy-Villacoublay, France. C'est dans cette ville, située dans la région Île-de-France, que le groupe coordonne ses activités au niveau national et international.

I.1.3 Organigramme projet de Eiffage Génie Civil Marine

Directeur de Projet Amand LEGUAY p Methodes et Ingénierie Responsable Achat/Logistiqu Responsable Qualité Admin / IT Laura GANIVELLE di DON Cashrovic: Dominique TASTET Marc DONION ANDEMAINE Responsable Athat Toporte dro Adjoint Qualité Ingénierte ippe LEHIEBEL (Lima) ADJOENT HSE Comptable Silver NDONGOU HOUINTAVOH hilippe NONDEDEO Ayaovi ANATO / Emile NDAME 26 edel METOGBE et ZOUMAHOUN Migeal TOLLO y-Brice LOUNDOU Magh Abel MOUDZEMBIT SAMBA Battage Pieux/Palplanches Yacyathe KPEDIO alrich NKAYA / Eri LIPOPO ntroleur de gestie Logistique Responsable Laboratoire Ingénie Agine d'ALMEIDA Lola CHEVALER KOUKPO vibath TOURE ble Gén sane BEAULIEU Civil / Centrale à LEROUX Contrôle nources Humain Responsible OC Docu Armel HODOUN armel HOUNPTAKIN Conducteur Travau Odle ANOUMOUN Serge GOURGUES Responsable Informatique Projeteu Ingénieur Travaux Principal Our COULOUBALY Jules GBEGO Principal Yohas BERNARD Ingénieur Travaux Sulvi & Plauning René BISSAU imatou-Loye BABI Ingénieur Travaux Mahin MARTINEZ Responsable Atelier Maritime Mike MOOTIEN Gestionnaire Production Aurelle KODIO

La structure organisationnelle mise en place pour ce projet se présente comme suit :

Figure I-1 : Organigramme projet de Eiffage Génie Civil Marine

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Contexte et Problématique du projet

• Contexte

Face à l'augmentation constante du trafic maritime et à la nécessité de moderniser ses infrastructures pour s'adapter aux normes internationales, le Port Autonome de Cotonou, fait l'objet d'un projet d'envergure visant à renforcer ses capacités d'accueil.

Ce projet s'inscrit dans une démarche plus large d'amélioration des performances logistiques du Bénin, avec l'objectif de réduire les délais de traitement des navires, d'augmenter les volumes de marchandises traitées et d'assurer la sécurité des opérations portuaires.

Les travaux concernent spécifiquement l'extension du bassin portuaire et la rénovation des quais nord et sud, ainsi que l'approfondissement des infrastructures existantes.

• Problématique

La problématique centrale de ce projet repose sur la capacité du Port de Cotonou à rester compétitif face aux autres grands ports de la région ouest-africaine, tels que ceux de Lomé, Abidjan ou Tema, qui ont récemment entrepris des travaux similaires de modernisation. La principale contrainte est l'adéquation des infrastructures existantes à la demande croissante en termes de volumes de marchandises, de taille des navires et de profondeur des bassins, notamment pour accueillir des navires plus grands.

Par ailleurs, la vétusté de certaines infrastructures portuaires, en particulier le mur du quai nord, pose des risques pour la sécurité des opérations maritimes et la durabilité des installations. Le projet doit donc non seulement résoudre les limitations actuelles liées à la profondeur des quais et du bassin, mais aussi améliorer la capacité du port à accueillir une diversité de navires, y compris ceux spécialisés dans le transport de conteneurs et de marchandises en vrac.

En somme, le projet de réhabilitation du Port Autonome de Cotonou, est une réponse à des enjeux logistiques, économiques, et de sécurité, dans un contexte de concurrence régionale croissante, tout en s'inscrivant dans une vision de développement à long terme pour renforcer le rôle du Bénin comme plateforme logistique de premier plan en Afrique de l'Ouest.

I.2.2 Localisation du projet : Port Autonome de Cotonou

Le Port Autonome (PAC) est situé dans la ville de Cotonou, au Bénin (Figure I-2), sur la côte de l'Océan Atlantique, à une quasi équidistance des ports de Lagos au Nigéria avec 115 km et de Lomé au Togo avec 135 km. Ses coordonnées géographiques sont environ 6°23'48" N de latitude et 2°25'33" E de longitude. Le port constitue un accès maritime essentiel pour le Bénin ainsi que pour les pays de l'hinterland tels que le Niger, le Burkina Faso et le Mali.

C'est un port polyvalent avec des fonctions commerciales, de transit et d'approvisionnement en énergie, tout en étant un carrefour logistique crucial pour la région ouest-africaine.



Figure I-2: Situation géographique du Port Autonome de Cotonou Source : Google Earth. Consulté le 24 Septembre 2024

I.2.3 Description du projet

Les travaux d'extension du bassin portuaire et de rénovation des quais Nord et Sud concernent :

- Le renouvellement et l'approfondissement à (-) 16.00 m ZH (profondeur nominale) du mur du quai nord existant sur toute sa longueur (environ 1391 m).
 Seul les derniers 60 m Est du quai et son retour de 70 m seront à une profondeur nominale de (-) 10.00 m ZH ;
- L'extension du mur de quai nord de 216 m vers l'ouest avec une profondeur nominale de (-) 16.00 m ZH (en paroi moulée);
- La construction d'une rampe RoRo (Roll-on/Roll-off) à l'extrémité ouest de l'extension du quai nord avec une profondeur nominale de (-) 16.00 m ZH ;
- L'extension du mur de quai sud de 154 m vers l'ouest avec une profondeur nominale de (-) 15.00 m ZH ;
- L'extension du bassin portuaire et la construction d'un talus en enrochement au fond de la darse ;
- Le dragage successif à 16 mètres de profondeur de tous les postes à quai et le dragage d'entretien du bassin.

Ci-dessous les plans d'aménagement généraux du port avant et après les travaux :



Figure I-3 : Plan d'aménagement du Port avant travaux Source : Document de définition des conditions naturelles, Eiffage Génie Civil Marine



Figure I-4 : Plan d'aménagement du Port après travaux Source : Document de définition des conditions naturelles, Eiffage Génie Civil Marine

I.2.4 Les intervenants du projet

Le projet d'extension du bassin portuaire Ouest et de rénovation des quais Nord et Sud du Port Autonome de Cotonou, fait intervenir les entités suivantes :

Maitre d'Ouvrage : Port Autonome de Cotonou

Représentant du Maitre d'Ouvrage : TANGER MED ENGINEERING

Entrepreneur : EIFFAGE Génie Civil - Spie Batignolles Fondations - Adeoti.SA

Contrôleur technique indépendant : APAVE

Le budget alloué à ce projet s'élève à un montant de 115,6 Milliards FCFA HT avec une durée prévisionnelle de 3 ans et 10 mois.

I.3 Objectifs, Hypothèses et données de site

I.3.1 Objectifs

L'objectif principal de cette étude est d'examiner la stabilité structurelle du futur quai Nord dans le cadre de sa réhabilitation et de son approfondissement, en ayant recours à un logiciel spécialisé dans l'analyse des structures de soutènement soumis à des phases de construction, en particulier le logiciel K-Réa, afin de contrôler les principaux aspects de stabilité des ouvrages et des systèmes d'ancrage, conformément à l'Eurocode 7. Plus spécifiquement, l'étude vise à :

- Vérifier la résistance du quai face au défaut de butée ;
- Vérifier l'équilibre vertical de la structure ;
- Analyser la stabilité du massif d'ancrage.

I.3.2 Hypothèses générales

Dans notre étude, les hypothèses suivantes seront considérées :

- L'étude de stabilité portera exclusivement sur les sections 1, 2, 3 et 4 du quai en rideau mixte, telles que définies au point III.2.1 du chapitre III en tenant compte des contraintes géotechniques spécifiques de chaque section ;
- Les critères de stabilité considérés incluront le défaut de butée, l'équilibre vertical et la stabilité du massif d'ancrage, conformément à l'Eurocode 7.

Les hypothèses de calcul sont définies au point III 2.2 du chapitre III.

I.3.3 Synthèses des données de site

• Système de coordonnées et niveau de référence

Le système de Projection Universal Transverse Mercator UTM 31 Nord (Système Géodésique Mondial : WGS 84) est utilisé pour toutes les coordonnées géographiques.

Le système géodésique local est défini par l'Institut Géographique National du Bénin (IGN-Bénin) et est utilisé pour les nivellements terrestres. Le référentiel altimétrique utilisé est le Zéro Hydrographique ZH (équivalent au zéro côte Marine CM), défini à Cotonou. La relation entre le zéro de référence terrestre (IGN-Bénin) et le zéro de référence maritime (ZH) à Cotonou est la suivante : 0 m ZH = (-) 0,53 + 0 m IGN (Le zéro hydrographique est situé à 0,53 m en dessous du zéro IGN).

• Levés topographiques et bathymétrie

Actuellement, le port de COTONOU propose un quai Nord avec un linéaire de 1391 m avec une profondeur de dragage variant de -10,00 mZH à -12,00 mZH et une rampe Ro-Ro sur le versant ouest du quai Nord. Le Terre-Plein du quai Nord a une topographie variant de (+) 3.50 mZH à (+) 4,00 mZH. Le futur Terre-Plein aura une élévation de (+) 3,50 mZH pour une côte de dragage à (-) 16 mZH.

• Conditions de vent

La direction prédominante est le secteur Sud-Ouest comme le montre la Figure I-5, avec un vent de vitesse limitée entre 4 m/s et 8 m/s, avec un maximum de 12 m/s. Le vent est moyenné sur 10 minutes à 10 mètres de hauteur.



Figure I-5 : Rose des vents et courbe de dépassement au large de Cotonou Source : Document de définition des conditions naturelles, Eiffage Génie Civil Marine

• Température

Selon le bulletin climatique mensuel de l'Agence Nationale de la Météorologie du Bénin, les températures moyennes minimales et maximales enregistrées sur le territoire béninois s'établissent respectivement à 24°C et 33°C. Les températures extrêmes considérées pour le dimensionnement des ouvrages sont :

- $T_{max, Ext}$: 40°C
- T_{min, Ext}: 21°C
- Niveaux d'eau

La marée astronomique aux alentours du site d'étude est de type semi-diurne. Cela signifie qu'il y a deux pleines mers (marée haute) et deux basses mers (marée basse) environ toutes les 24 heures.

Les valeurs moyennes du niveau d'eau sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-1 : Valeurs moyennes du niveau d'eau

Désignation		Pleine mer Basse mer		Marnage	
Marée	Vives-eaux	(+) 1,80 mZH	(-) 0,20 mZH	2,00 m	
astronomique	Mortes-eaux	(+) 1,00 mZH	(+) 0,40 mZH	0,60 m	
Niveau moyen de la mer			(+) 0,93 mZH		

• Le courant

La rose des courants est un outil graphique permettant de synthétiser en une seule figure les informations sur l'intensité et la direction des courants. La mesure fait référence aux données réelles obtenues in-situ dans la zone d'étude. Le modèle quant à lui, se base sur une simulation numérique des courants marins. En comparant les données de la mesure et du modèle (graphiques de gauche et de droite) présentées dans la Figure I-6, plusieurs observations importantes peuvent être faites.



Figure I-6 : Rose des courants de la mesure (a) et du modèle (b) Source : Document de définition des conditions naturelles, Eiffage Génie Civil Marine

Dans les deux représentations, la direction principale des courants est similaire, orientée vers l'Est/Nord-Est. Cela montre que le modèle numérique reproduit correctement la direction dominante des courants relevés dans les données de mesure. Les intensités des courants sont également comparables entre le modèle et la mesure, avec des valeurs d'intensité du même ordre de grandeur. Dans les deux cas, les courants les plus fréquents ont des vitesses comprennent entre 0.0 et 0.3 m/s avec quelques courants plus forts allant jusqu'à 0,5 m/s dans certains cas.

• Conditions de Houle

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des hauteurs significatives des vagues (Hm0) en fonction de la période de retour, des points kilométriques (PK) le long du quai, ainsi que des angles d'incidence.

Période de	Hm0 incidence	Hm0 incidence	Hm0 incidence	Hm0 incidence	Temps
retour (ans)	65° (m)	60° (m)	50° (m)	30° (m)	(s)
PK (m)	0+000-0+270	0+720-0+960	0+960 - 1+200	1+200-1+680	-
1	0,19	0,30	0,37	0,41	12 - 25
100	0,29	0,43	0,50	0,50	15,5 - 24

Tableau I-2 : Houles de design le long du quai Nord

L'analyse globale du tableau montre que les hauteurs significatives des vagues augmentent avec la période de retour (les vagues les plus fortes se produisent moins fréquemment).

• Conditions géotechniques

Pour l'évaluation des propriétés physiques et mécaniques des sols, l'identification des différentes couches géologiques et la définition des paramètres géotechniques, une campagne d'investigations géotechniques a été réalisée dans l'emprise de la zone étudiée (sur toutes les sections du quai). Ces investigations comprennent :

- Des sondages carottés avec SPT (Standard Penetration Test)
- Des sondages pressiométriques (Essai de pressiomètre Ménard)
- Des sondages pénétrométriques (Essai au pénétromètre)

Sur la base de ces sondages, les faciès successifs suivants (du Terre-plein vers le bas) sont identifiés :

- Faciès F1 : sables marron de surface généralement très denses en surface et moyennement denses dans leur partie inférieure ;
- Faciès F2 : sables fins à moyens, marron à jaune, plus ou moins silteux, denses dans leur partie supérieure, puis de moins en moins denses jusqu'à atteindre le Faciès F3 ;
- Faciès F3 : sables fins silteux à argileux, lâches à très lâches ;
- Faciès F4 : sables gris, moyennement denses à denses ;
- Faciès F5 : argile grise, plastique à raide ;
- Faciès F6 : sable silteux voire argileux, très denses parfois cimentés ;
- Faciès F7 : sable marron profond, dense à très dense, à l'extrémité Est de la Section.

Les profils géotechniques considérés pour les calculs sont définis dans le chapitre III de ce document avec les différents niveaux des couches.

• Sismicité

La carte mondiale des risques sismiques du modèle GEM (Global Earthquake Model – [Figure I-7]), illustre la répartition géographique de l'accélération du sol (PGA : Peak Ground Acceleration) avec 10% de probabilité de dépassement pour un ouvrage ayant une durée de vie de 50 ans, équivalent à une période de retour de 475 ans.

Cette carte montre que le Bénin est situé dans la zone dont le PGA n'excède pas 0,02g (exprimé en fraction de l'accélération de la gravité terrestre g de 9.81 m/s^2) pour une période de retour de 475 ans. La valeur du PGA considérée en surface a été donc prise égale à $0,02 \times 9.81 \text{ m/s}^2$, ce qui équivaut à $0,20 \text{ m/s}^2$. Le Port Autonome de Cotonou se trouve dans une région en bleu clair sur la carte, ce qui signifie que la probabilité de connaitre un tremblement de terre est très faible. Les risques sismiques ne devraient pas être un facteur critique à considérer, étant donné l'emplacement du port dans une région à faible activité sismique.



Figure I-7 : Global Seismic hazard map Source : Global Earthquake Model Foundation

Chapitre II : Etat de l'art sur les quais en rideau mixte

Dans ce chapitre, nous procéderons à un état de l'art approfondi sur les quais en rideau mixte. Une présentation générale des différents types de quais sera réalisée, afin de situer le contexte et les spécificités de ces ouvrages. Ensuite, l'accent sera mis sur les quais en rideaux mixtes et leurs principales caractéristiques (dispositions constructives des rideaux mixtes, système d'ancrage-tirants). Enfin, une attention particulière sera portée sur les critères de vérification de stabilité des écrans de soutènements ainsi que sur les normes et méthodes de calculs qui en résultent afin de fournir une base théorique pour les analyses à venir.

II.1 Généralités sur les quais

II.1.1 Définition

Un quai est un ouvrage d'accostage, au même titre que les appontements et les Ducs d'Albe, construit le long d'une étendue d'eau, comme un port, reliant les activités maritimes à la logistique terrestre. Il assure à la fois des fonctions d'accostage, d'amarrage, de stabilisation des sols ou de retenue des terres et bien d'autres.

II.1.2 Les différents types de quais

Les quais sont généralement différenciés par les matériaux avec lesquels ils sont réalisés et par les rôles qu'ils rempliront par la suite. On distingue trois typologies de quai : les **quais avec écran plan**, les **quais - poids** et les **quais sur pieux (ou pile)** [1].

• Les quais – poids

Les quais – poids sont des ouvrages massifs, dont le poids propre à lui seul, permet une résistance aux poussées des remblais et d'amarrage des navires, nécessitant une fondation sur un sol doté d'une bonne portance. Cette catégorie de quais comporte des **quais en bloc de béton** et des **quais en caissons**.

• Les quais en blocs de béton

Les quais en blocs de béton (Figure II-1) sont des structures conçues pour offrir robustesse et durabilité.

Ils sont généralement constitués de modules préfabriqués en béton, empilés les uns sur les autres. Cette conception permet une résistance élevée aux forces hydrodynamiques et aux impacts des navires.



Figure II-1 : Coupe transversale d'un quai en bloc de béton Source : Le Monde de GENIE CIVIL

$\circ \quad \text{Les quais en caissons}$

Les quais en caisson (Figure II-2) sont des structures conçues à partir de caissons préfabriqués en béton armé ou parfois métallique. Ces caissons sont des blocs (ou cellules) creux de forme rectangulaire ou cylindrique, remplis de matériaux de remblais, légers comme le sable ou le gravier, ou dense comme le béton, pour ajouter du poids et de la stabilité. Le choix du remplissage dépend toutefois des objectifs structurels et des exigences du projet.



Figure II-2 : Coupe transversale d'un quai en caissons de béton armé Source : Le Monde de GENIE CIVIL

• Les quais avec écran plan

Les quais avec écran plan sont des structures intégrant un écran vertical, généralement constitué de panneaux verticaux en béton, en acier ou en matériaux composites. Dans ce cas de figure, les poussées des terres et les autres efforts appliqués (amarrage, accostage etc.) sont transmis par flexion de l'écran à la fondation et à un système d'ancrage.

Cette typologie de quai compte en son sein, les **quais en rideau de palplanches métalliques**, les **quais en paroi moulée** et les **quais en rideau mixte**.

o Les quais en rideau de palplanches métalliques

Les quais en rideau de palplanches métalliques (Figure II-3) sont constitués de palplanches en acier, enfoncées dans le sol, formant un rideau continu. Le rideau est ensuite renforcé par des tirants d'ancrage (tirants passifs ou actifs) à l'arrière, qui transfèrent une partie des forces vers une structure adjacente en limitant la flexion du rideau et les mouvements horizontaux. La structure adjacente est une structure en béton suffisamment lourdes et ancrées dans le sol pour absorber et redistribuer les charges provenant du rideau.



Figure II-3 : Quai en rideaux de palplanches Source : Eccomar S.A

• Les quais en paroi moulée

Les quais en paroi moulée (Figure II-4) sont des structures linéaires constituées d'un écran vertical plan, appuyé ou fixé en pied avec un système d'ancrage, en paroi moulée faite en béton armé. Le béton armé est placé après avoir creusé des tranchées remplies d'un fluide de bentonite ou de polymères servant à stabiliser les parois des tranchées pendant l'excavation. Le fluide de bentonite est ensuite remplacé progressivement par le béton lors du coulage.



Figure II-4 : Quai en paroi moulée Source : SOFFONS – Le port 2000 au Havre

• Les quais en rideau mixte

Les quais en rideau mixte (Figure II-5) combinent deux types d'éléments distincts : des pieux métalliques en tube et des palplanches métalliques. Les pieux absorbent la majeure partie des charges verticales (poids propre du quai, charge des grues, etc.) et des charges horizontales (charges de houle, action hydraulique). Les palplanches quant à elles, limitent les mouvements horizontaux de sol entre les pieux tout en assurant une répartition des charges latérales sur les pieux.



Figure II-5 : Quai en rideau mixte Source : SOLSCOPE – Le port de plaisance de Quiberon

• Les quais sur pieux (ou pile)

Les quais sur pieux ou sur piles (Figure II-6) sont généralement adoptés pour les sols de faible portance. Cette typologie de quai est généralement constituée d'une plateforme en surélévation, soutenue par des pieux (éléments verticaux en béton ou en acier) enfoncés dans le sol ou des piles (structures plus massives en béton ou en acier), assurant le transfert des charges de la plateforme vers le sol.



Figure II-6 : Quai sur pieux Source : Groupe ETPO – Quai Anse Saint Marc 2

II.1.3 Les critères de choix d'un quai

• Exploitation du quai

Ce critère concerne l'usage prévu du quai et les types de navires ou de marchandises qu'il accueillera. Il faut donc évaluer la capacité de charge, les équipements de manutention nécessaires, ainsi que la fréquence et l'intensité d'utilisation. Cela inclut également les aspects logistiques, comme la gestion du trafic maritime et terrestre, et la planification des flux de marchandises.

• Conditions géotechniques

Les caractéristiques du sol où sera implanté le quai sont primordiales. Elles influencent le choix des fondations (pieux, palplanches, rideaux mixtes) et la stabilité de l'ouvrage. Un sol peu porteur par exemple, nécessitera des solutions de renforcement spécifiques pour garantir la durabilité et la sécurité du quai. On optera alors pour des quais en rideau de palplanches métalliques ou des quais sur pieux sur les sols de faible portance, et des quais en blocs de bétons ou en caissons sur des sols de bonne portance.

• Conditions du site

Les conditions locales telles que la profondeur d'eau, les variations des marées, les courants marins, et le climat (tempêtes, vents, etc.), appartiennent à la conception du quai. La résistance à l'environnement marin (corrosion, impact des vagues) doit être prise en compte pour garantir la longévité des structures.

• Conditions économiques

Les contraintes financières du projet dictent le choix des matériaux et des méthodes de construction. Un équilibre doit être trouvé entre le coût initial et les dépenses à long terme, y compris les coûts de maintenance et de réparation, pour garantir que l'investissement soit économiquement viable.

II.2 Les quais en rideau mixte

II.2.1 Les dispositions constructives

Les rideaux mixtes sont réalisés à partir de deux éléments distincts, un élément principal et un élément secondaire, combinés pour obtenir un écran vertical continu. Il peut s'agir d'une combinaison de : Profilés HZ-M/Palplanches AZ - Caissons/palplanches - Pieux tubulaires/palplanches [2].

Ci-dessous une vue en plan de ces différentes combinaisons.



Figure II-7 : Vue en plan d'assemblages de rideaux mixtes

Source : A. Mokeddem, Modélisation Géo-mécanique et probabiliste des rideaux de palplanches (2018)

II.2.2 Les systèmes d'ancrage – tirants

Le tirant est un dispositif structurel (Figure II-8) utilisé pour renforcer la stabilité d'une paroi de soutènement, comme un mur ou un quai. Il s'agit d'une tige métallique, souvent en acier, ancrée profondément dans le sol derrière la structure et reliée à celle-ci. Son rôle principal est de résister aux poussées du sol et aux forces exercées sur la paroi en transférant ces charges vers une zone de sol plus stable et éloignée de la surface. Le choix du type de tirant détermine celui du massif d'ancrage qui peut être : un ancrage par plaque, un ancrage par contre rideau ou un ancrage par dalle de frottement.



Figure II-8 : Tirants d'ancrage Source : Soletanche bachy

II.2.3 Les éléments structuraux de rigidification

Les poutres de couronnement sont des éléments structurels horizontaux (Figure II-9), généralement en béton armé et placées au sommet des parois d'un ouvrage (comme un rideau de palplanches ou des pieux forés), afin de répartir les forces provenant des charges verticales (comme les grues etc.) et des charges horizontales (comme la poussée des terres ou la pression de l'eau), sur le linéaire de l'ouvrage.



Figure II-9 : Poutre de couronnement en tête de palplanches Source : Société des Ponts du Détroit

Une section courante de notre quai en rideau mixte sera présentée dans le chapitre III.

II.2.4 Avantages et inconvénients des quais en rideau mixte

• Avantages

<u>Haute résistance et capacité portante</u> : Les quais en rideau mixte combinent les avantages des pieux en acier ou en béton et des palplanches, offrant ainsi une plus grande résistance pour supporter des charges lourdes et des environnements exigeants.

<u>Adaptabilité à des conditions géotechniques difficiles</u> : Grâce à la combinaison de pieux forés ou battus et de palplanches, ce type de structure peut être utilisé dans des sols variés, même dans des conditions de sol faibles ou instables.

<u>Durabilité</u> : Les pieux en acier ou en béton, associés aux palplanches, assurent une bonne durabilité, surtout dans des environnements marins corrosifs. L'utilisation de matériaux résistants aux intempéries et à l'eau accroît la durée de vie de l'ouvrage.

<u>Réduction des déplacements latéraux</u> : Les pieux de grand diamètre augmentent la rigidité du système et limitent les déplacements latéraux excessifs, contribuant ainsi à la stabilité du quai.

<u>Possibilités de conception variées</u> : Le système de rideau mixte permet de créer des configurations sur mesure en fonction des besoins spécifiques du projet, notamment la hauteur des quais, la profondeur des fondations et les charges à supporter.

• Inconvénients

<u>Coût élevé</u> : La mise en place de pieux forés ou battus, associés à des palplanches, engendre des coûts plus élevés que d'autres types de murs de soutènement simples. Cela inclut le coût des matériaux et de la main-d'œuvre spécialisée.

<u>Complexité de construction</u> : La conception et la mise en œuvre des quais en rideau mixte ont nécessité un savoir-faire technique plus complexe, avec des équipements spécialisés pour l'installation des pieux et des palplanches, ce qui peut prolonger la durée des travaux.

<u>Impact environnemental</u> : L'installation des pieux et des palplanches peut perturber les sols environnants et les écosystèmes aquatiques, notamment en raison du bruit et des vibrations pendant la phase de construction.

<u>Entretien</u> : Même si le système est durable, il nécessite une surveillance régulière pour prévenir la corrosion, particulièrement dans les milieux marins où les pieux en acier sont exposés à l'eau salée.
II.3 Quelques critères de vérification de la stabilité d'un écran de soutènement

II.3.1 La stabilité générale de Kranz

La stabilité générale selon Kranz est un critère visant à vérifier la stabilité du massif d'ancrage en tenant compte de la poussée de terres, des forces hydrauliques et des caractéristiques géotechniques du sol. Le massif d'ancrage délimite la portion de sol située entre la face arrière de l'écran et un plan vertical passant par le point C, lequel représente le point d'ancrage effectif (Figure II-10). La base du massif correspond à une surface de rupture, souvent considérée comme plane. Le point D, situé sur le mur, marque la position où le moment de flexion est nul, et définit la limite Inférieure de la zone « active » de l'écran.

Il est question ici de vérifier que le rapport entre les efforts stabilisants (capacité portante du sol, ancrages) et les efforts déstabilisants (charges hydrauliques, poussée des terres) est suffisant pour éviter un glissement ou un basculement global de l'ouvrage. Autrement dit, on vérifie que l'effort capable de déstabiliser le massif d'ancrage est supérieur, avec une marge de sécurité suffisante, à celui soutenu par le tirant [3].

Le schéma ci-après expose les diverses forces en présence lorsque la structure se trouve en état d'équilibre limite, sous l'hypothèse d'une surface piézométrique horizontale située à l'arrière de l'écran.



Figure II-10 : Modèle de Kranz – Bilan des efforts sur le massif d'ancrage Source : Fahd Cuira et Bruno SIMON, Modèle de Kranz, Terrasol.

II.3.2 L'Equilibre Vertical

La vérification de l'équilibre vertical d'un écran consiste à s'assurer qu'il peut supporter les charges verticales exercées sur lui sans subir de tassements ou de déplacements excessifs [4]. L'objectif est d'évaluer la résultante des forces verticales appliquées sur l'écran et de vérifier son orientation (verticale et orientée vers le bas). Si la résultante verticale est ascendante, on se retrouve dans un cas irréaliste.

Ci-dessous un schéma résumant les efforts verticaux appliqués sur un écran de soutènement.



Figure II-11 : Efforts verticaux sur un écran de soutènement Source : Guide d'utilisation K-Réa partie C

La valeur de la résultante verticale des efforts appliqués sur l'écran est donnée par l'expression suivante :

$\mathbf{Rvd} = \mathbf{Tv} + \mathbf{Pd} + \mathbf{Pvd} + \mathbf{Fvd}$

Avec :

Pd : le poids propre de l'écran

Fvd : la résultante verticale des surcharges extérieures inclinées s'exerçant sur l'écran.

Pvd : la résultante verticale des pressions de terres s'exerçant sur l'écran.

Tv : la résultante verticale des efforts dus aux ancrages inclinés connectés à l'écran.

II.3.3 Le Défaut de butée

La butée est une force passive qui représente la réaction du sol sur la face avale d'un écran de soutènement. Elle ne se manifeste qu'en réponse à un mouvement effectif de la structure en tendant à la retenir. Le défaut de butée se manifeste alors lorsque le système de soutènement est en incapacité d'exercer une résistance suffisante face aux forces horizontales qu'il subit. Autrement dit, le défaut de butée se produit lorsque la butée mobilisée (Bt,d) en pied d'écran dépasse la butée mobilisable ou limite (Bm,d).

La relation suivante doit être alors vérifiée :

$$Bt,d \leq Bm,d$$

Ci-dessous un schéma matérialisant les butées limite, mobilisable et mobilisée.



Figure II-12 : Principe de butée Source : Guide d'utilisation K-Réa partie C

II.4 Normes et Méthodes

II.4.1 Quelques normes de calcul et de vérification de la stabilité d'un quai en rideau mixte

• BS 6349

La norme BS 6349 est un ensemble de règles britanniques qui traite des travaux maritimes, en particulier la conception et la construction des infrastructures portuaires et des ouvrages côtiers. Elle se compose de plusieurs sections, chacune étant dédiée à différents types de structures comme les murs de quai, les jetées et les ducs-d'Albe. Cette norme est essentielle pour garantir la conception et la vérification des structures maritimes, notamment les rideaux mixtes (combiwalls) et d'autres systèmes de soutènement.

• La Norme Française NF P 94 – 282

La norme française NF P94-282, intitulée « Justification des ouvrages géotechniques – Écrans de soutènement », est une norme nationale dérivée de l'Eurocode 7 « Calcul Géotechnique », axée sur le calcul géotechnique. Elle présente les méthodes de justification des écrans de soutènement, applicables principalement aux ouvrages de catégorie géotechnique 2 (ouvrages présentant une complexité moyenne). Elle s'applique uniquement qu'aux écrans de soutènement soumis aux actions statiques et situés dans des zones non sismiques ou à faible sismicité. La norme NF P94 – 282 introduit la définition de deux (02) types de modèles de calcul (présentés dans le point suivant) : le modèle d'équilibre limite (MEL) et le modèle d'interaction sol-structure (MISS).

II.4.2 Quelques méthodes de calcul

• Le Modèle d'équilibre limite

Le Modèle d'Équilibre Limite (MEL) est une méthode traditionnelle utilisée pour analyser la stabilité des ouvrages de soutènement en géotechnique. Ce modèle repose sur l'hypothèse que la structure est à la limite de l'équilibre, c'est-à-dire au moment où la rupture est sur le point de se produire. L'objectif est de vérifier que les efforts appliqués sur l'ouvrage sont contrebalancés par les résistances disponibles du sol ou de la structure.

La démarche de calcul utilisée dans le cadre du modèle MEL consiste à appliquer, de chaque côté de l'écran de soutènement, les pressions des terres à leur état limite.

• Le Modèle d'interaction sol-structure aux coefficients de réaction

Le Modèle d'interaction sol-structure aux coefficients de réaction (Miss-*k*) est une approche plus avancée et détaillée, qui tient compte non seulement de la stabilité de l'ouvrage, mais aussi des interactions complexes entre la structure et le sol environnant. Contrairement au MEL, qui traite la structure et le sol de manière plus isolée, le MISS prend en compte les déformations et les mouvements relatifs entre ces deux éléments. Ce modèle prend en compte la rigidité du sol ainsi que celle des éléments constitutifs de la structure (paroi, ancrages, butons, etc.) [5].

Chapitre III : Matériels et Méthodes

Ce chapitre est consacré à la présentation des matériels et des méthodes utilisés dans le cadre de cette étude. L'objectif est d'exposer les outils, logiciels et approches méthodologiques utilisés pour analyser la stabilité du quai étudié.

III.1 Matériels

Les matériels ci-dessous ont été utilisés afin d'atteindre nos objectifs :

III.1.1 Le logiciel K-Réa

K-Réa est un logiciel de calcul utilisé principalement dans le domaine du génie civil pour la conception et la vérification de la stabilité des structures de soutènement. Développé par Terrasol, ce logiciel permet d'étudier le comportement des écrans de soutènement en terme d'efforts internes et de déformations soumis à une série de phases de construction. La méthode de calcul employée est celle des coefficients de réaction (Modèle d'Interaction Sol-Structure) appelée *MISS-K*, en référence à la norme d'application de l'Eurocode 7. Cette méthode repose sur une modélisation des soutènements à l'aide d'éléments de poutres sur appuis continus élastoplastiques.

Le logiciel permet d'analyser deux types de projets :

- Projets « Ecran simple » : comprenant un unique soutènement plan ;
- Projets « Double-écran » : comprenant deux soutènements plans, liés ou non par une ou plusieurs nappes d'ancrages de liaison.

Ci-dessous une représentation des projets écran simple (à gauche) et double écran (à droite).





Figure III-1 : Projets écran simple et double écran

Le logiciel K-Réa offre la possibilité de mener, pour chaque phase de construction, les vérifications de défaut de butée, d'équilibre vertical de l'écran et de stabilité du massif d'ancrage, conformément à la norme NF P 94-282, en utilisant notamment en plus du modèle MISS, un modèle aux équilibres limites (MEL) pour les phases où la paroi est auto-stable. Ces vérifications peuvent être menées selon l'une des trois approches de l'Eurocode 7 définies au point II.4.2 du chapitre précédent.

Ci-dessous l'organigramme général des calculs effectués par K-Réa.



Figure III-2 : Organigramme de calculs K-Réa Source : Guide d'utilisation K-Réa partie B

III.1.2 Le logiciel AutoCad

AutoCAD est un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) développé par Autodesk, utilisé pour créer des dessins techniques en 2D et des modèles en 3D. Dans le cadre de notre étude, il nous a permis de dessiner des figures et schémas explicatifs.

III.1.3 Le Pack Office Microsoft

Le pack Office de Microsoft est une suite de logiciels bureautiques, comprenant des applications telles que Word, qui a été utilisé pour la rédaction du travail et Excel pour les calculs.

III.2 Méthodes

Pour répondre aux objectifs de cette étude, nous avons adopté l'approche méthodologique suivante :

- Description de la structure du quai ;
- Définition des hypothèses de calcul ;
- Définition des charges ;
- Définition des combinaisons de charges ;
- Modélisation du système de soutènement double écran « rideau/contre rideau » sur K-Réa.

III.2.1 Description de la structure du quai

La structure du quai Nord est composée de 4 sections comme présentées dans la Figure III-3 :

- Section 1 (S1) : 486ml, de PK0+214 à PK0+700
- Section 2 (S2) : 450ml, de PK0+700 à PK1+150
- Section 3 (S3) : 397ml, de PK1+150 à PK1+547
- Section 4 (S4) : 60ml, de PK1+547 à PK1+607 et le retour de quai de 70 ml.

Le rideau avant (de (+) 3,5 mZH à (-) 33,5 mZH) est composé de pieux tubulaires métalliques de 1905 mm de diamètre, pour les sections 1 et 3 (Figure III-4), et 1930.4 mm de diamètre pour

les sections 2 et 4 (Figure III-5 et Figure III-6), implantés avec un espacement régulier de 3,511 mètres. Entre chaque pieu, une paire de palplanches de type ZZ 14-770 assure la continuité du rideau. La poutre de couronnement placé au sommet de l'écran a une section de 3.65 m \times 2 m le long du quai.

Le rideau arrière (de (+) 2,5 mZH à (-) 6,5 mZH), dit d'ancrage, est constitué de pieux forés en béton armé de classe C35/45, d'un diamètre de 1200 mm, avec un espacement identique de 3,511 mètres. Les deux rideaux sont reliés par des tirants métalliques (de (+) 1,5 mZH à (+) 0,5 mZH) de 100 mm de diamètre, dont la longueur varie selon la section de quai considérée.



Figure III-3 : Présentation des sections de quai



Figure III-4 : Arrangement typique section 1 & 3



Figure III-5 : Arrangement typique section 2



Figure III-6 : Arrangement typique section 4

Ci-dessous la section courante du quai Nord :



Figure III-7 : Section courante du quai Nord

Source : Document de définition des conditions naturelles, Eiffage Génie Civil Marine

III.2.2 Hypothèses de calcul

III.2.2.1 Caractéristiques des matériaux

- Béton
 - Classe d'exposition : XS2/3
 - Classe de résistance du béton : C35/45
 - Poids volumique du béton armé : 25 kN/m³
- Armature pour le béton armé
 - Classe : B500B
 - \circ Poids volumique : 78,5 kN/m³
 - Module de Young : 210000 MPa

• Aciers de construction pieux/palplanches/tirants

Eléments	Nuance	Poids volumique kN/m ³	Limite d'élasticité (fy) MPa	Résistance à la traction (fu) MPa	Module de Young (E) MPa
Pieux	X70		485	570	
Palplanches	S355GP	78,5	355	480	210000
Tirants	S500/660		500	660	

Tableau III-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

• Enrochements

Densité moyenne des enrochements $\geq 2.5 \text{ t/m}^3$

• L'eau de mer

Poids volumique de 10.06 kN/m³ \approx 10 kN/m³

III.2.2.2 Niveaux d'eau pour les calculs

Les niveaux d'eau suivants sont considérés pour les calculs :

- Niveau d'eau côté terre : (+) 0,93 mZH
- Niveau d'eau côté mer (bassin) : (-) 0,2 mZH

III.2.2.3 Navires de projet

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des navires de projet considérés pour la conception du quai Nord. Ces navires sont représentatifs des différentes typologies pouvant s'accoster au quai et permettre de dimensionner la structure en fonction des sollicitations induites. Le poids en lourd, représente la capacité maximale de chargement d'un navire, variant de 10 000 tpl (tonnes poids en lourd) pour les petits navires à 120 000 tpl pour les porte-conteneurs. Ces derniers affichent également une capacité de 10 200 équivalent vingt pieds (EVP), indiquant le volume de conteneurs qu'il peut transporter.

Navire au Quai Nord	Conteneur	Roro	Citerne	Vrac sec	Petit navire
					(Vrac et GC)
Chainage PK (m)	0 - 1150	0 - 1150	1150 - 1545		-
Type de navire	Post - Panamax	Grimaldi	Aframax	Panamax	-
Déplacement	157400 t	76400 t	102000 t	98000 t	13000 t

Tableau III-2 : Caractéristiques des navires de projet du quai Nord

Navire au Quai Nord	Conteneur	Roro	Citerne	Vrac sec	Petit navire (Vrac et GC)
Longueur totale (LoA)	353 m	225 m	235 m	240 m	129 m
Largeur (B)	45,6 m	34 m	40 m	36,5 m	18,5 m
Tirant d'eau maximum (DL)	15 m	13 m	14 m	14 m	7,5 m
Port en lourd	120000 tpl	64400 tpl	80000 tpl	80000 tpl	10000 tpl
Equivalent vingt pieds (EVP)	10200	-	-	-	-

III.2.2.4 Profils géotechniques considérés

Pour la modélisation des écrans dans le logiciel K-Réa, il a été considéré pour chacune des sections du quai, les profils de sol les plus défavorables présentés dans les tableaux suivants :

Couche	Niveaux	(mZH)	γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	E_M	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F1-1	3	3	20	10	37	0	18,5	0,33
F1-2	0,1	0,4	20	10	33	0	12,3	0,33
F2-1	-4,4	-0,7	21	11	40	0	17,3	0,33
F2-2	-9,4	-0,9	21	11	34	0	5,6	0,33
F3	-10,9	-9,1	19	9	26	0	4.2	0,33
F4-1	-13,4	-12	20	10	30	0	7.7	0,33
F4-2	-20,9	-14,6	20	10	33	0	14,6	0,33
F5-1	-28,4	-	18	8	23	20	33	0,67
F5-2	-29,4	-	18	8	23	20	40	0,67

Tableau III-3 : Profils géotechniques de la section 1

Tableau III-4 : Profils géotechniques de la section 2

Couche	Niveaux (mZH)		γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	E _M	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F1-1	3	3,5	20	10	37	0	21	0,33
F1-2	0.5	0.5	20	10	33	0	12	0,33
F2-1	-3,5	-1	21	11	40	0	17	0,33

Maryse Loana Kpèdétin AHOUANSOU

Couche	Niveaux (mZH)		γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	E _M	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F2-2	-7,5	-5,5	21	11	34	0	6	0,33
F3	-10,5	-9,5	19	9	26	0	4,5	0,33
F4-1	-12,5	-11	20	10	30	0	9,5	0,33
F4-2	-18,5	-14	20	10	34	0	15	0,33
F5-1	-24,5	-	18	8	23	20	33	0,33
F7	-32	-	21	11	35	0	33	0,67

Tableau III-5 : Profils géotechniques de la section 3

Couche	Niveaux	x (mZH)	γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	E _M	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F1-1	3	3,2	20	10	37	0	20	0,33
F1-2	0	-5	20	10	33	0	8	0,33
F2-1	-5,5	-6	21	11	39	0	21	0,33
F2-2	-10	-9,5	21	11	34	0	13	0,33
F3	-11	-10	19	9	26	0	6	0,33
F4-1	-13	-12,5	20	10	31	0	105	0,33
F4-2	-16	-17	20	10	34	0	19	0,33
F5-3	-24	-21	18	8	23	20	33	0,67
F6-2	-31	-	21	11	37	0	37	0,33
F7	-33	-	21	11	36	0	30	0,33

Tableau	III-6 :	Profils	géotechnique	es de la	section 4
---------	---------	---------	--------------	----------	-----------

Couche	Niveaux (mZH)		γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	EM	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F1-1	3	3,2	20	10	37	0	18	0,33

Couche	Niveaux	k (mZH)	γ	γ'	φ(°)	C' (kPa)	E _M	α
	Rideau	Rideau	(kPa/m)	(kPa/m)			(MPa)	
	avant	arrière						
F1-2	0	1,5	20	10	33	0	8	0,33
F2-1	-5,5	-5	21	11	39	0	16	0,33
F2-2	-10	-9,5	21	11	34	0	13	0,33
F3	-11	-10	19	9	26	0	7	0,33
F4-1	-13	-12,5	20	10	31	0	7	0,33
F4-2	-16	-15	20	10	34	0	16	0,33
F5-3	-22,5	-19	18	8	23	20	33	0,67

III.2.3 Définition des charges

III.2.3.1 Charges permanentes

• Poids propre

Pour chaque section du quai, le poids propre du quai a été calculé en se basant sur les dimensions nominales spécifiées dans les plans ainsi que sur les poids volumiques des matériaux utilisés. L'évaluation de ce poids a pris en considération les éléments suivants :

- Le poids des écrans (rideau avant et arrière) avec le poids des pieux en aciers, des palplanches, des pieux forés et du terrain (annexe 2);
- Le poids linéique de la poutre de couronnement (annexe 2) ;
- Le poids du remblai (pris en compte directement dans K-Réa).
- Poussées de terre

Les formules de poussées et de butées utilisées sont celles définies par Caquot, Kerisel et Absi [6]. Ces formules tiennent compte de la cohésion du sol (c), de l'angle de frottement interne (ϕ) et de l'angle d'inclinaison du mur ou des charges appliquées.

Les forces de poussée (Fa) et de butée (Fp) sont données par les formules suivantes :

$$Fa = \frac{1}{2}Ka \times \Im \times H^2 - 2c\sqrt{Ka} \text{ et } Fp = \frac{1}{2}Kp \times \Im \times H^2 - 2c\sqrt{Kp}$$
[7]

Avec :

Ka : Le coefficient de poussée

Kp : Le coefficient de butée

c : La cohésion du sol

V: Le poids volumique du sol

H : La hauteur de l'écran

Le calcul des coefficients de poussée et butée des terres (Ka et Kp) est fait par lecture des tables de Kerisel et Absi (annexe 3). Les valeurs considérées pour l'obliquité des contraintes des poussée limite $\delta a/\phi$ (rapport entre l'inclinaison des pressions actives et de l'angle de frottement interne) et l'obliquité des contraintes de butée limite $\delta p/\phi$ (rapport entre l'inclinaison des pressions passives et de l'angle de frottement interne), sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Valeurs maximales des obliquités des contraintes de poussées et de butée du projet

Valeurs maximal	les des obliquités
Poussée	Butée
• (+) 2/3 pour sable drainée et	• (-) 1/2 pour sable drainée et
non drainée	non drainée
• (+) 2/3 pour argile drainée	• (-) 1/2 pour argile drainée
• 0 pour argile non drainée	• 0 pour argile non drainée

Pour simuler la distribution des pressions en fonction des mouvements des écrans, on tient compte des modules de réaction intégrés dans K-Réa et calculés à l'aide de la formule simplifiée de Schmitt [8] suivante :

$$Kh = \frac{2.0.\left(\frac{Em}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{Estr.\,Istr}{Bo}\right)^{\frac{1}{3}}}$$

Avec :

 E_m : Module de déformation pressiométrique de Ménard (kN/m²)

a : Coefficient rhéologique de la couche

EstrIstr: Produit d'inertie moyen de l'écran (kN/m²)

B₀ : Longueur de référence (1m)

• Action hydraulique

Les pressions d'eau sont considérées comme des actions permanentes. Le plan d'eau sera considéré variable en fonction des marées de vives d'équinoxe (marées exceptionnellement fortes autour des périodes des équinoxes). Le scénario le plus défavorable pour les niveaux d'eau consiste à retenir le niveau d'eau le plus bas (-0,2 mZH).

III.2.3.2 Charges variables

• Charges d'exploitation générale (UDL)

Conformément aux spécifications du DAO, les charges d'exploitation suivantes sont considérées :

- 60 kN/m² : charge uniformément répartie sur les 40 premiers mètres, mesurés à partir du bord du mur de quai
- o 40 kN/m² : charge uniformément répartie sur le reste de la zone du terminal

Pour les sections 1 et 2, la nature des UDL est considérée comme des containers et marchandises diverses. Pour les sections 3 et 4 et le retour de la section 4, la nature des UDL est considérée quant à elle comme des vracs solides et liquides (bulk cargo).

La charge d'exploitation est modélisée comme une surcharge type Caquot (surcharge semiinfinie) s'exerçant sur l'écran. De plus, cette charge est appliquée uniquement dans la zone de poussée des rideaux, afin de générer les effets les plus défavorables vis-à-vis des instabilités de la structure.

• Charges de grue mobile (GM)

Pour le mur du quai Nord, il est considéré une grue mobile de type LHM 800 en raison de sa forte capacité de levage (plus de 300 tonnes), essentielle pour la manutention des navires de projet. Ci-dessous un schéma illustrant cette grue mobile.



Figure III-8 : Schéma d'une grue mobile type LHM 800

Source : Document de définition des critères de dimensionnement, Eiffage Génie Civil Marine

Les charges de grues mobiles suivantes sont considérées :

- En déplacement :
 - \circ Charge uniformément répartie : 40 kPa sur une surface de $10.3m \times 20m$.
- En opération :
 - $\circ~$ La pression uniforme d'un patin 5500 kN/(8m \times 2m) .

Pour les grues mobiles en déplacement, la surcharge uniformément répartie est de 40kPa, l'impact des grues mobiles en déplacement est moins défavorable que celui des UDL. Cette surcharge n'est donc pas dimensionnante car elle est inférieure à la surcharge UDL. La seule configuration à considérer est donc celle où les grues mobiles sont en opération c'est-à-dire chargées (parallèle à la magistrale du quai).

La charge des grues mobiles est modélisée comme une surcharge type Boussinesq (surcharge verticale localisée d'une largeur B, appliquée à une distance x du quai).

L'effet de la surcharge des patins (surcharge rectangulaire) est similaire à une surcharge uniforme infinie appliquée à une distance d de l'écran, en multipliant par le facteur kq :

$$kq = \frac{L}{L+x}$$

x : distance entre le bord de la surface chargée et l'écran.

L : longueur de la grue

Ci-dessous le schéma de chargement des grues mobiles.



Figure III-9 : Schéma de chargement des grues mobiles

Source : Document de définition des critères de dimensionnement, Eiffage Génie Civil Marine Les valeurs de calcul de la surcharge uniforme infinie équivalente sont présentées en annexe 2.

• Charges de grue STS

Les sections 1 et 2 du quai Nord, sont des quais de chargement et de déchargement de containeurs (les sections 3 et 4 ne comportent pas de grue STS).

Chaque grue STS contient 4 patins, 2 en avant et 2 en arrière.

Chaque patin contient 8 roues, avec un espacement moyen de 1,329m. La diffusion des charges de grues STS est sur une hauteur moyenne de 1,7 m pour la poutre de couronnement (la hauteur totale 2,0m, et la hauteur du coffrage perdu 0,3m).

Le schéma de configuration de la grue STS et le calcul de sa charge linéaire sont présentés en annexe 2.

• Accostage

Pour absorber l'énergie cinétique des navires lors de leur approche des défenses sont mises en place, réduisant ainsi l'impact direct sur la structure du quai et sur la coque des navires. Un calcul des défenses d'accostage est donc effectué pour toutes les sections du quai.

Les énergies d'accostage sont déterminées en tenant compte des hypothèses suivantes :

- L'accostage est considéré facile et à l'abri.
- L'angle d'accostage sera de 5° ou 15°, selon les types de navires.
- Les coefficients liés à un accostage anormal seront définis conformément à la norme PIANC 2002, avec des valeurs de 1,5 ou 2,0, en fonction des navires de projet.
- La pression exercée sur la coque des navires sera limitée à 200 kPa.

Selon le BS6349 l'énergie cinétique d'accostage normal (E_N), l'énergie cinétique d'accostage anormale (E_A) et l'énergie d'accostage préliminaire (E_R) sont calculées avec les formules suivantes :

 $E_{N}=0.5\ x\ M_{D}\ x\ V_{B}\ ^{\textbf{2}}\ x\ C_{M}\ x\ C_{E}\ x\ C_{C}\ x\ C_{S}$

$$E_A = E_N \times \eta$$

$$E_{R} = \frac{EA}{CFE}$$

Avec :

 $M_{\rm D}$: Déplacement du Navire de projet (poids total du navire lorsqu'il est entièrement chargé, exprimé en tonnes)

 V_B : Composante orthogonale au quai de la vitesse d'accostage en m/s

C_M : Coefficient de masse ajoutée

C_E : Coefficient d'excentricité

 $C_{\rm C}$: Coefficient de configuration du quai

 $C_{\rm S}$: Coefficient de souplesse de la coque

 η : Facteur de sécurité pour l'énergie d'accostage anormale

 CF_E : Facteur de correction de l'énergie d'accostage pour le passage de l'énergie d'accostage E_A à la capacité énergétique des défenses E_{RPD} .

La réaction de calcul des défenses d'accostage (annexe 1) est modélisée comme une force linéique sur le rideau avant.

Le détail des calculs de l'énergie d'accostage normale, de l'énergie d'accostage anormale et de la capacité énergétique des défenses est présenté en annexe 1.

• Amarrage

Pour l'amarrage des navires, des bollards de 150t sont installés le long du quai et espacés tous les 26,3 m (espacement max 30m) pour les sections 1, 2 et 3 du quai. Pour la section 4 et le retour de quai, les bollards sont de 50T et espacés tous les 14,04 m (espacement max 30m).

Dans les calculs la force d'amarrage sera considérée avec la configuration la plus défavorable où elle est perpendiculaire à la magistrale du quai avec une valeur de l'angle de traction des amarres de 0° (verticalement et horizontalement).

Le calcul de la force de réaction d'amarrage et celui des bollards sont présentés respectivement en annexe 2 et annexe 1. La force de réaction est modélisée comme une force linéique sur le rideau avant.

• Charge de houle

La charges de houle est déterminée par le biais du schéma de Goda [9] (Figure III-10). Les valeurs des pressions dues à la houle sont présentées en annexe 2. Dans le modèle K-Réa la pression de houle est modélisée comme une charge trapézoïdale et considérée comme suit :

- \circ 0 kPa au niveau de l'eau dans le terrain (+) 0,93mZH
- o 4,53 kPa au niveau de dragage final de chaque section



Figure III-10 : Diagramme de pressions sur un quai vertical selon GODA

• Charge sismique

L'accélération horizontale maximale (PGA) a été considéré égale 0,2 m/s². Selon le chapitre 3.2.1 - clause (5) de la norme de référence NF EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, dans les cas de très faible sismicité (avec un PGA inférieur à 0,04g – 0,39m/s²), il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de la norme. Aucune disposition constructive n'est donc nécessaire et le calcul sismique n'est pas requis.

III.2.4 Définition des combinaisons de charges

III.2.4.1 Les coefficients partiels

Les coefficients partiels considérés sont tirés de l'approche 2 de l'Eurocode 7 (NF P94-282) avec un complément du BS6349.

Type de charges	Cas de charges	Facteurs partiels	s (EQU Set B)	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
		Défavorable	Favorable			
Charges	Poids Propre G ₀	1,35	0,95			
permanentes	Action du remblai (G ₁)	1,35	0,95			
	Action de l'eau (G ₂)	1,35	0,95			
	Vagues + courant (H)	1,5	-	0,60	0,20	0,00
	Accostage (AC)	1,35	-	0,75	0,75	0,00

Tableau III-8 : Coefficients partiels pour les cas de charges

Type de charges	Cas de charges	Facteurs partiels (EQU Set B)		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
		Défavorable	Favorable			
	Amarrage (AM)	1,50	-	0,50	0,20	0,00
Surcharges	UDL – Section 1-2 (UDL)	1,50	-	0,70	0,50	0,30
variables	UDL – Section 3-4 (UDL)	1,50	-	1,00	0,90	0,80
	Grues Mobiles (GM)	1,35	-	0,75	0,75	0,00
	Grue STS (STS)	1,35	-	0,75	0,75	0,00

Les coefficients partiels définis pour la modélisation dans le logiciel K-Réa pour les actions (poussée limite du sol, pression d'eau, Poids propre de l'écran), les effets des actions (efforts, sollicitations, butée mobilisée) et les résistances (ancrages, appuis) sont présentés dans les tableau suivant :

Tableau III-9 : Coefficients partiels pour les modèles calculs dans K-Réa

Modèles	Actions	Effets des	Résistances				
		actions					
			Butée lir	nite du sol	Ancrag	es et appuis	
			Phase	Phase	Résistances	Effort d'ancrage	
			durable	transitoire	des appuis	déstabilisant	
Modèle	1,35	1,00	1,40	1,10	-	-	
MEL							
Modèle	1,00	1,35	1,40	1,10	1,00	1,10	
MISS							

III.2.4.2 Combinaisons aux états limites ultimes

Les vérifications de stabilité de l'ouvrage sont faites à l'état limite ultime. Les combinaisons ELU sont :

 $\sum_{j\geq 1}\gamma G, j\;Gk, j+\gamma_p P+\gamma Q, i\psi 0, iQk, i+\sum_{i>1}\gamma Q, i\psi 0, iQk, i$

	ELU - Ensemble H	$\mathbf{B}: \mathbf{V}_{\mathbf{G}} \mathbf{C}$	$i + V_{Q1}$	$Q_1 + V_1$	$Q_i \psi_{0i} Q_i$			
Combinaisons	$G (G_0 + G_1 + G_2)$	Н	AC	AM	UDL	UDL	GM	STS
					Rideau	Rideau		
					Avant	Arrière		
COMB-ELU-B1	1,35	1,5	-	-	1,05	1,05	-	1,01
COMB-ELU-B2	1,35	-	1,35	-	1,05	1,05	-	1,01
COMB-ELU-B3	1,35	-		1,50	1,05	1,05	-	1,01
COMB-ELU-B4	1,35	-	1,01	-	1,05	1,05	-	1,01
COMB-ELU-B5	1,35	-	-	0,75	1,05	1,05	-	1,01
COMB-ELU-B6	1,35	-	1,01	-	1,05	1,05	-	1,35
COMB-ELU-B7	1,35	-		0,75	1,05	1,05	-	1,35
COMB-ELU-B8	1,35	1,5	-	-	-	1,01	1,01	-
COMB-ELU-B9	1,35	-	-	1,50	-	1,01	1,01	-
COMB-ELU-B10	1,35	-	-	0,75	-	1,50	1,01	-
COMB-ELU-B11	1,35	-	-	0,75	-	1,05	1,35	-

Tableau III-10 : Combinaisons aux Etats Limites Ultimes

III.2.4.3 Compatibilité des charges

L'analyse de la compatibilité des différentes actions appliquées sur la structure fait ressortir les points suivants :

- La surcharge due à la grue mobile située en bord à quai n'est pas compatible avec la surcharge uniforme UDL appliquée sur l'ensemble du terre-plein arrière. Cette surcharge uniforme ne peut s'exercer qu'en dehors de l'emprise de la grue mobile, soit à une distance d'environ 5 mètres.
- Les cas de charge STS et les grues mobiles ne peuvent pas être concomitant sur une section de calcul et ces charges ne sont pas combinées. Il y a deux configurations de manutention possibles :
 - La manutention de fait à l'aide des grues mobiles.

Dans ce scénario, le cas de chargement sera constitué des charges d'exploitation générales (UDL) et de la charge des grues mobiles.

• Scénario 2 : La manutention se fait à l'aide des portiques STS

Dans ce scénario, le cas de chargement sera constitué des charges d'exploitations générales (UDL) et de la charge de grue STS.

- L'action d'accostage ne peut se produire simultanément avec l'utilisation de la grue mobile en bord à quai, afin d'éviter tout risque de collision au moment de l'accostage.
- L'accostage et l'amarrage des navires ne sont pas concomitants.
- L'action de la houle ne peut se produire en même temps que l'accostage ou l'amarrage des navires, car la présence du navire bloque la propagation de la houle jusqu'à l'écran de soutènement.

Par ailleurs, les combinaisons entre grues mobiles et UDL existent dans la configuration suivante :

- Les grues mobiles sont positionnées dans la zone de poussée du rideau avant.
- La surcharge UDL s'exerce dans la zone de poussée du rideau arrière.
- Aucune combinaison n'est envisagée entre les grues mobiles et les grues STS.

III.2.5 Modélisation sur K-Réa

III.2.5.1 Cadre général

• Définition des écrans

Chaque écran est assimilé à une poutre de section homogène de comportement élastique linéaire. Les écrans 1 et 2 définis dans K-Réa correspondent respectivement aux rideaux avant et arrière. Le rideau arrière du quai est composé de pieux forés et isolés. Sa modélisation est faite par une approche simple dans K-Réa, qui consiste à le considérer comme une paroi continue dont le moment d'inertie est pris égale à l'inertie d'un pieu isolé divisé par l'entraxe entre pieux.

Le rideau avant (pieux + palplanches) est modélisé comme une paroi composite, les pieux (éléments porteurs majeurs) assurant la rigidité de la structure et les palplanches, la continuité de l'écran entre les pieux, principalement pour assurer la butée du sol.

• Définition du phasage

L'objectif du phasage est de simuler étape par étape, les conditions réelles de construction pour analyser les efforts, les déformations et la stabilité de l'ouvrage à chaque phase. Le phasage intègre les comportements spécifiques du sol (drainé/non drainé) et anticipe les moments critiques de construction. On distingue deux (02) étapes clés dans l'évolution d'un ouvrage :

- Les phases provisoires : qui correspondent aux étapes intermédiaires de construction où les conditions sont critiques (excavation, surcharge temporaire).
- Les phases durables : qui correspondent à l'état final sous charges permanentes et variables (surcharge UDL, grue, etc.).

Les phasages de calcul (phasage de construction) considérés pour la réalisation de la section 2 du quai (à titre d'exemple) et la modélisation dans K-Réa sont les suivants :

Nature	Phasages	Comportement o	lu sol argileux	Comportement du sol sableux
	P ₀ : Phase initiale (provisoire) Application des poussées réduite sur les deux écrans	Drainé		Drainé
	P ₁ : Phase 1 (provisoire) Réalisation des parois Modification de la rigidité des pieux en béton à court terme		Non drainé	Drainé
	P ₂ : Phase 2 (provisoire) Excavation du sol jusqu'à (-)13,0mZH côté rideau avant Installation des tirants		Non drainé	Drainé
Provisoire (Construction)	P ₃ : Phase 3 (provisoire) Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau arrière		Non drainé	Drainé
	P ₄₋₇ : Phase 4, 5, 6 et 7 Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau avant			
	P ₈ : Phase 8 (Provisoire) Excavation jusqu'au niveau de dragage final (-)16,70mZH		Non drainé	Drainé
	P ₉ : Phase 9 (Provisoire) Modification des caractéristiques du remblai après vibrocompaction Application d'une surcharge de la poutre de couronnement		Non drainé	Drainé

Tableau III-11 : Phasage de calcul de la section 2

Nature	Phasages	Comportement du sol argileux	Comportement du sol sableux
	Application d'une surcharge type Boussinesq du matelas de la couche anti- affouillement équivalent à une surcharge de 3,6 kPa. Suppression du tirant et mise en place d'un appui surfacique		
	P_{10} : Phase 10 (durable) Dénivellement hydraulique	Drainé	Drainé
	P ₁₁ : Phase 11 (durable) Fluage des pieux en béton à long terme Application de la surcharge de vagues	Drainé	Drainé
Durable	P_{12} : Phase 12 (durable) Application de la surcharge UDL P_{12} : Phase 13 (durable)	Drainé	Drainé
	Application de la surcharge de grue STS		
	P ₁₄ : Phase 14 (durable) Application de la charge d'accostage Désactivation de la surcharge des vagues	Drainé	Drainé
	P ₁₅ : Phase 15 (durable) Application de la charge d'amarrage Désactivation de la charge d'accostage	Drainé	Drainé
	P ₁₆ : Phase 16 (durable) Application de la charge de grue mobile Désactivation de la surcharge UDL	Drainé	Drainé

Les phasages de calcul des autres sections sont présentés en annexe 4.

Dans la modélisation des écrans, il est pris en compte le scénario accidentel d'un tirant dysfonctionnel. Pour simuler ce scénario, le tirant est remplacé par un appui surfacique (superficiel). Cet appui superficiel reprend la contribution restante des réactions de butée du sol en contact avec l'écran, sans dépendre de l'ancrage direct.

Pour dissiper l'énergie des courants en pied du rideau avant et éviter l'érosion directe du sol au pied de l'ouvrage, il est mis en place des matelas anti-affouillement articulés en béton (constitués de blocs en béton liés par des câbles ou des fibres synthétiques). Une surcharge de ces matelas est donc considérée au côté gauche du rideau avant.

III.2.5.2 Modélisation des charges

• La charge d'exploitation UDL

La surcharge UDL modélisée comme une surcharge de type Caquot (

Figure III-11), est appliquée uniquement dans la zone de poussée des rideaux (côté droit des écrans 1 et 2) afin de générer les effets les plus défavorables en termes d'instabilités de la structure. Les valeurs de la charge UDL sont définies au point III.2.3 de ce chapitre.



Figure III-11 : Modélisation de la surcharge UDL

• La charge de Grue STS

La charge de grue STS modélisée comme une force linéique (Figure III-12), est décomposée en une charge linéaire verticale de 544 kN/ml et une charge linéaire horizontale de 54,4 kN/ml (soit 10% de la charge verticale). Le calcul de cette charge est présenté en annexe 2.



Figure III-12 : Modélisation de la surcharge de Grue STS

• La charge de Grue Mobile

La charge des grues mobiles est modélisée comme une surcharge de type Boussinesq (Figure III-13). La force transmise par les patins est de 285 kPa pour le premier patin et 112 kPa pour le deuxième patin. Le détail de calcul de cette charge est présenté en annexe 2. Il a été notamment considéré également une concomitance avec la charge UDL située à 23,65m de l'axe du rideau principal.



Figure III-13 : Modélisation de la surcharge de Grue Mobile

• La charge d'Accostage

La réaction de calcul des défenses pour cette section du quai, a donné une valeur de 1355 kN/ml (annexe 2).La force linéique appliquée sur le rideau avant au droit de la fixation des défenses (+)2,0mZH (Figure III-14) est obtenue en divisant la réaction de calcul des défenses par l'espacement entre deux défenses (1355 kN/17,55m = 77 kN/ml, arrondie à 80 kN/ml). L'angle d'application de la force d'accostage a été pris égal à 0° (cas défavorable).

- ma -	3m 3m 3m	ans ans ans	Grs Gre and Gre	· · · Elses des set	lies.	Presed 14-Accountage
+				Relation .		C. Base Canadana B. Base Acada
				Action Particula	14 (H)	
5.11				Thermon		The Print P. Frank Billion
		added and		Disavative-	3.00	Lamer 1 - Charge meetastorie
		107 a 101 a	* * ** * * * * * *	Canantinampure	STR ACK	G Keiner 2 - 1220anna 1005
		110 -	- Fig.	Raubbirten des	courtee da tata 🔹 🛞	
Accosta	ge 1	Aurola 100 m	40 MB 7	Caracteristicate	as fecter	
10000000		0.0		Bunkaster de	to regulité de l'Accese 🔺 🗰	
	1	450	10 63	Another state		Ellipse tax space
		Renala		Teet	19 (8)	Witness Talt tenants
	0 0 0 0	0 0 100-		Chalgement aut	a ad at filmer	C rene stantes
			H1	Surbage (4.5	April 10 (M)	C Evenue
3R+ 0 0 0		1991 0 0		Antibertion () R Active () Dispetition D Handher D Handher D Handher	Insertions	Z F
	firm 1		from 2	and the second se	1000	
		6.6				
##)		1.00 (++)			10.00 000	
		A			4.81.7	
faire Swampings	de deserv			The Ballacter die Ta	the	
				2 m	The second second	
				C. Persanelle	 W Variable 	

Figure III-14 : Modélisation de la charge d'accostage

• La charge d'Amarrage

La réaction de calcul des bollards pour cette section du quai, a donné une valeur de 1500 kN/ml (annexe 2). La force linéique appliquée sur le rideau avant au droit de la fixation des bollards (+) 3,5 mZH (

Figure III-15) est obtenue en divisant la réaction de calcul des bollards par l'espacement entre deux bollards (1500 kN/26,3 m = 57 kN/ml, arrondie à 60 kN/ml). L'angle d'application de la force d'amarrage a été pris égal à 0° (cas défavorable).

Amarrage	Image:	Dous over address Portaulage Anton Instruction Anton Instruction Douseline Douseline	ene U Anamage Plane I tradition (E) Plane Avene E Ezen I - Denne Eus Hillion E Ezen I - Plane Holden E Ezen I - Plane Holden E Ezen I - Cysene Holden
	Name Nam Name Name	Morrays in seals	Errefuse Errefuse Errefuse
Ecos 1	feast (a)	1 1 2 100 m 1 400 mm 4 100 mm	
Consultantes d'Aussistinge du Ansain		Kelon in Taction Orements B Vanis	

Figure III-15 : Modélisation de la charge d'amarrage

Chapitre IV : Résultats et Discussions

Ce chapitre présente les résultats obtenus à la suite de la modélisation effectuée avec le logiciel K-Réa. Dans un premier temps, une synthèse des résultats sera effectuée pour chaque phase d'analyse, en distinguant les résultats aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). Par la suite, il sera présenté le détail des vérifications à l'ELU pour l'une des quatre sections.

IV.1 Synthèse des résultats par phase

Pour chaque phase précédemment définie au point III.2.5 du chapitre précédent, K-Réa fournit deux types de résultats :

- Les résultats à l'ELS qui comprennent les déplacements, les sollicitations et les réactions d'ancrage correspondantes pour un modèle MISS sans pondérations.
- Les résultats à l'ELU avec ou sans prise en compte des déplacements pour un calcul MEL, les sollicitations et les vérifications ELU par rapport au défaut de butée, à l'équilibre vertical et au critère de Kranz pour les modèles MISS et MEL.

IV.1.1 Résultats ELU

La synthèse des résultats ELU montre que l'écran 1 (rideau avant) subit des sollicitations plus importantes en termes de moments et d'efforts, ce qui est en adéquation avec la configuration des charges appliquées. L'écran 2 (rideau arrière) quant à lui présente des valeurs de moments et d'efforts beaucoup plus faibles par rapport à l'écran 1, ce qui indique qu'il est moins sollicité et que la configuration des charges sur cet écran est moins critique. On remarque également que la section 1 présente les moments et efforts les plus élevés en comparaison des autres sections.

Les phases critiques relevées sont les phases 2 et 3 correspondant au remblai et la phase 10 à l'application de la surcharge UDL. Lors d'un remblaiement, la poussée des terres augmente progressivement sur les rideaux. L'application d'une charge uniformément répartie (UDL) quant à elle, intensifie les efforts sur ces rideaux. Ces résultats sont donc cohérents avec les principes de stabilité des écrans de soutènement, où les charges appliquées et leur répartition déterminent les sollicitations maximales.

Le tableau suivant résume les différentes valeurs de moments et efforts obtenus pour chaque section.

Sections	Eci	ran 1	Ecran 2		
	Moment Maximal	Effort Normal	Moment Maximal	Effort Normal	
	(kN.m)	Maximal (kN)	(kN.m)	Maximal (kN)	
1	3953,53 (Phase 6)	11898,27 (Phase	81,12 (Phase 7)	1457,99 (Phase 3)	
		10)			
2	3804,40 (Phase 2,	11744,21 (Phase	25.47 (Phase 4)	1461,27 (Phase 2)	
	3 et 4)	13)			
3	2607,01 (Phase 5)	10905,91 (Phase 8)	17,46 (Phase 4)	1133,96 (Phase 2)	
4	7926,24 (Phase 3)	12051,33 (Phase 2)	43,06 (Phase 4)	1493,13 (Phase 2)	

Tableau IV-1 : Moment maximal et effort normal maximal des écrans

IV.1.2 Résultats ELS

L'analyse des résultats ELS révèle les points consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Déplacements maximales des écrans à l'ELS

Sections	Déplacement en tête (mm)		Déplacement maximal (mn	
	Ecran 1	Ecran 2	Ecran 1	Ecran 2
1	132,60	1,47	132,60	1,47
2	201,44	2,37	201,44	2,37
3	112,16	1,45	112,16	1,45
4	901,32	14,37	901,32	14,37

L'écran 1 présente des déplacements nettement plus importants que l'écran 2, notamment au niveau de la section 4, où les valeurs atteignent un maximum de 901,32 mm. Ce déplacement excessif en section 4 de l'écran 1 peut s'expliquer par plusieurs facteurs :

- Faible rigidité de l'écran 1 → Contrairement à l'écran 2 (paroi continue), l'écran 1 est une paroi composite, ce qui peut le rendre plus déformable.
- Mauvaise qualité du sol → La section 4 pourrait être située sur un sol très compressible ou de faible portance, favorisant des tassements importants.
- Charges excessives → Une surcharge mal répartie ou un effet différentiel des contraintes pourrait accentuer la déformation.

• Problème de modélisation \rightarrow Hypothèses trop souples dans la définition des écrans.

IV.2 Vérifications de stabilité (ELU)

Ici, nous présentons la vérification de stabilité générale, suite à la modélisation sur K-Réa, pour l'ensemble des sections du quai.

IV.2.1 Vérification de l'équilibre vertical

La vérification de l'équilibre vertical, comme décrite au point II.3.2 du chapitre II consiste à estimer la résultante verticale des efforts appliqués sur l'écran, et à vérifier son orientation.

Le bilan vertical des efforts reste positif conduisant à une résultante orientée vers le bas pour l'ensemble des phases et pour les deux écrans (rideau avant et rideau arrière) comme le montre le tableau ci-dessous. L'équilibre vertical est donc vérifié pour chaque section du quai.

Bilan des efforts verticaux (kN/ml)										
	Sect	Section 1		Section 2		Section 3		Section 4		
Phases	Ecran 1	Ecran 2								
1	10761,37	1445,85	213,38	32,02	213,41	13,15	10537,60	1423,19		
2	10845,44	1445,85	10675,69	1461,27	10722,58	13,96	12051,33	1493,13		
3	10845,44	1457,99	10675,69	1443,50	10722,58	2,10	10216,86	1388,74		
4	10775,19	1445,96	10675,69	1449,90	10722,58	4,29	10159,65	1384,77		
5	10679,75	1445,96	10668,97	1447,53	10715,67	1,80	10702,04	1357,23		
6	10542,77	1445,96	10642,68	1443,11	10693,20	2,53	10698,27	1358,68		
7	11060,44	1442,16	10576,43	1443,11	10610,93	2,53	10696,35	1356,33		
8	11059,56	38,94	10820,57	1417,08	10905,91	25,84	10703,77	39,91		
9	11089,66	39,64	10820,54	1454,45	10891,09	8,88	10885,23	1460,39		
10	11898,27	39,64	10827,28	8,60	10820,20	8,87	10885,56	1460,39		
11	10879,22	39,64	10831,63	0,95	10802,92	8,87	10910,90	1460,39		
12	11887,95	39,64	10923,84	0,95	10729,35	0,90	10907,01	43,85		
13	11026,33	43,16	11744,21	0,95	10716,79	0,90				
14	-	-	11742,87	0,95	10705,81	0,90	-			
15	-	-	11736,64	0,95	10662,94	2,19	-			
16	-	-	10895,53	2,15	-	-	-			

Tableau IV-3 : Bilan des efforts verticaux

IV.2.2 Le défaut de butée

Comme présenté au point II.3.3 du chapitre II, l'examen du défaut de butée consiste à vérifier que la fiche disponible de l'écran permet une sécurité suffisante entre la butée mobilisable (ou limite) et celle nécessaire à l'équilibre (ELU) de l'écran (butée mobilisée).

On vérifie donc que la butée mobilisable $B_{m,d}$ est supérieure à la butée mobilisée $B_{t,d}$ en déterminant le coefficient de sécurité (SF_{Butée}) correspondant au ratio de $B_{m,d}/B_{t,d}$. Ce coefficient doit être supérieur à 1 pour satisfaire le critère de butée.

A titre d'exemple pour la phase 16 de la section 2, le calcul de l'écran 1 considéré comme ancré (modèle MISS) conduit à une valeur de calcul de la butée mobilisée de 1382,12 kN/ml et de la butée mobilisable de 1527,18 kN/ml. On obtient ainsi le ratio suivant :

$$SFBut\acute{e} = \frac{Bm, d}{Bt, d}$$
$$SFBut\acute{e} = 1, 1 > 1$$

Ce critère est donc vérifié pour l'écran 1 comme le montre la figure ci-dessous.

	100 10 010 14 THIBSE 14 MCCORD	she in turges in wuminde		
Ecran 1 🔘 Ecran 2	Def. Butée Vénit.	Vert Kranz		
La butée pour cette phase est co	nsiderée à gauche.			
Vérification du défaut de buti	ie .		EI\	277775
Butée mobilisée :			A	
Valeur caractéristique :	Bt,k = 1461,20 kt/lm			_
Valeur de calcul :	Bt,d = 1972,61 ktWm			
Butée mobilisable :		Bt,d < Bm,d		
Valeur caractéristique :	Bm,k = 2966,33 kM/m			~
Valeur de calcul :	Bm,d = 2118,81 kN/m		B _{m,d} B _{t,d}	

Figure IV-1 : Défaut de butée de l'écran 1

La vérification du défaut de butée pour l'écran 2 a été menée sur la base du modèle MEL et est justifiée pour cette phase comme le montre la figure ci-dessous.

Vérifications EC?					
2 : Phase 12 SunchUDL 13 :	Phase 13 STS 14 Phase 1	4 Accestage	15 : Phase 15 Amarrage	16 : Phase 16 Grue Mobile	
🔿 Eoran 1 🛛 🛞 Eoran 2	Def. Bulée	Vérif, Vert	Kranz		
La butée pour cette phase est	considerée à gauche.				
Vérification de la hauteur d	de fiche :				1 (Pa
Point de pression nulle :	z0 = 2,50 m				
point de moment nul :	zc = 2,30 m		f0 -	20 - 20 = 0,20 m	2001
Cote du pied de l'écran :	zp = -6,50 m		10 -	z0 - zp = 9,00 m.	fo
fb / f0 = 45,860 ≥ 1,2	٥				Zc to
Vérification de la contre-bi	utée :				ZP
Contre-butée nécessaire à	équilibre des efforts horizonts	NUK :	C1.d	= 8,91 kN/m	
Contre-butée mobilisable so	NUB 20 :		Cm,	d = 2501,44 kN/m	
Facteur de mobilisation :			a =	0,047	Fa
Cm,d≥Ct,d	٢				Rc 0.4fo zc
Le défaut de tutée est just	ifiè pour cette phase.				aFo ₆ 28
La vérification n'a pas pu a	bootir avec l'approche D,	Capproche F	a été utilisée pour cet	te phase.	W KP

Figure IV-2 : Défaut de butée de l'écran 2

Le tableau ci-dessous présente les valeurs du coefficient de butée déterminées pour chaque section. Une moyenne a été calculée en prenant en compte les coefficients obtenus à chaque phase afin d'établir la valeur représentative de l'ensemble de la section.

Tableau IV-4 : Valeurs du Coefficient de butée

Sections	Défaut de butée
1	2,06
2	1,23
3	1,67
4	1,46

On peut donc dire que le critère du défaut de butée est vérifié pour chaque section du quai. Cela indique que la fiche des pieux des deux écrans est suffisante.

IV.2.3 La stabilité du massif d'ancrage (Critère de Kranz)

La vérification de la stabilité du massif d'ancrage comme décrite au point II.3.1 du chapitre II, vise à valider la longueur de la liaison linéique entre les deux écrans.

Ce critère est vérifié lorsque la valeur de l'effort d'ancrage de référence $T_{ref,d}$ est supérieure à celle de l'effort d'ancrage déstabilisant $T_{dsb,d}$. Autrement dit, le ratio (coefficient de Kranz) entre ces deux efforts doit être supérieur à 1. Les figures ci-dessous montrent que le critère de Kranz est validé pour la phase mise en évidence (phase 16, section 2).

12 : Phase 12 SurchUDL 13 : Phase 13 STS					14 : Ph	ase 14 A	ccostage	15 : Ph	ase 15 Am	arrage	16 : Phase	16 Grue	Mobile			
C Ecra	n 1	Ecra	n 2	[Def. Bu	tée 🗌	Vérif. Vei	rt K	iranz							
Situation	Nb de tirants	Nb Blocs	z(D) [m]	x(8) [m]	z(B) [m]	z(C) [m]	Aref	Wtot [kN/m]	P1H [kN/m]	P1V [kN/m]	P2H [kN/m]	P2V [kN/m]	RH [kN/m]	RV [kN/m]	T dsb,k [kN/m]	
1	1	2	-2,70	34,00	3,50	-31,01	0,00	6906,32	155,39	-14,25	1140,92	0,00	24273,	6920,56	23287,63	
2	1	2	-2,70	34,00	3,50	-33,50	0,00	7371,51	155,39	-14,25	1346,63	0,00	30677,	7385,75	29486,49	
F	2v						2		29486,49	9	0,00		26805,90		0,00	9
	H C1 0	T _{ret} G _{ret}	K ₁₁ W ₁ +F ₂ W ₃₂₂ (1+)	ν,) _{Ρ1V}	Р _{1Н}	Le	massif ét	udié est ce stabilité d	lui situé à lu massif	gauche de	e l'écran ge est just	ifièe po	ur cette pl	nase.	0,00	

Figure IV-3 : Critère de Kranz de l'écran 1

🖲 Ecran 1		C Ecran 2		1	Def. Buil	•	Vent. Ve	n K	iranz-							
duation	fib de traits	Na Blocs	2(D) 3m8	x(8) (rej	2(B) (H)	215 (7)5	Aref	Vitet pravej	PIH	PIV [Mini]	P2H (store)	P2V [Milted]	RH (Mine)	RV [Mile]	T data, k (khi/m)	
	1		-31,01	34,00	3,50	-2,70	0.00	3153,90	1140,77	139,37	144,44	0.00	-665,41	3014,53	339,92	
2	1	. 6	-31,01	34,00	3,50	-6.50	0.00	3516.83	1540,77	139,37	250.99	0.00	-655,13	3377,45	234,65	
					1.34		2		234,65		0,00		213,32		0,00	9
		3,75.			-											
P ₁		-15	1	_	Pan			udià est ce	to state it a	tota de l						
1	-	M _{ee} (ing It	1	• c, F						and an					
		ΕŦ,		1944	3	e _T	3 1.8	stabilite d	lu massif	d'ancrag	e est just	tifiée pot	or cette pl	1450.		

Figure IV-4 : Critère de Kranz de l'écran 2
Le tableau ci-dessous présente les valeurs du coefficient de Kranz déterminées pour chaque section. Une moyenne a été calculée en prenant en compte les coefficients obtenus à chaque phase afin d'établir la valeur représentative de l'ensemble de la section.

Tableau IV-5 : Valeurs du Coefficient de Kranz

Sections	Défaut de butée
1	2,06
2	1,1
3	1,67
4	1,46

On peut alors affirmer que le critère de Kranz est vérifié pour chaque section du quai. Cela indique que la stabilité du massif d'ancrage est vérifiée.

Les vérifications ELU selon l'Eurocode 7 effectuées ont confirmé la stabilité de l'ouvrage pendant les différentes phases de construction définies, vis-à-vis des critères essentiels, notamment l'équilibre vertical, le défaut de butée, et la stabilité du massif d'ancrage selon Kranz.

CONCLUSION

Cette étude a permis d'analyser la stabilité structurelle du quai Nord du Port Autonome de Cotonou, en s'appuyant sur des outils numériques avancés et en intégrant le modèle d'interaction sol-structure proposé par le logiciel K-Réa. À travers cette analyse, il a été démontré que la stabilité de l'ouvrage repose sur une interaction complexe entre plusieurs paramètres techniques, incluant les caractéristiques géotechniques des sols, la rigidité des pieux et des parois, les charges appliquées et leur compatibilité, ainsi que les différentes phases de construction.

Les résultats obtenus confirment que le quai respecte les critères de stabilité requis, en particulier concernant le défaut de butée, l'équilibre vertical et la stabilité du massif d'ancrage. Ces résultats attestent non seulement de la conformité de l'ouvrage aux normes techniques actuelles, mais aussi de sa capacité à répondre aux exigences fonctionnelles et sécuritaires d'un ouvrage d'envergure portuaire.

Au-delà de ces conclusions techniques, ce travail souligne également l'importance d'une approche méthodologique rigoureuse dans la conception et la vérification des ouvrages portuaires. En effet, l'utilisation de logiciels spécialisés comme K-Réa a permis de fiabiliser les analyses tout en offrant des perspectives d'optimisation pour des projets similaires.

Cependant, certaines limites ont également été identifiées, notamment en ce qui concerne la sensibilité des résultats aux variations des paramètres géotechniques, des charges appliquées et phasages de construction ou de calcul considérés. Ces aspects mériteraient des investigations complémentaires, en étudiant des scénarios alternatifs de phases de construction moins invasives pour limiter les déplacements et les efforts maximaux sur les écrans.

Ainsi, cette étude pose les bases d'une réflexion approfondie pour de futures recherches, tout en ouvrant la voie à une amélioration continue des méthodes de conception et d'évaluation des infrastructures portuaires.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages et Articles

- [1] N. ABDOULAYE, « Travaux Maritimes et Ouvrages Offshores ».
- [2] A. MOKEDDEM, « Modélisation Géo-mécanique et probabiliste des rideaux de palplanches : prise en compte de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du sol », 2018.
- [3] F. CUIRA et B. SIMON, « Le modèle de KRANZ : Enjeux Conceptuels et Considérations Pratiques », 2014.
- [4] A. BOUAFIA, « Calcul des Ouvrages Géotechnique : Problèmes Résolus », 2018.
- [5] L. DELATTRE, « Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : L'approche par le calcul les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction », 2001.
- [6] J. KERISEL et E. ABSI, « Tables de poussée et de butée des terres », 2003.
- [7] COSTET, JEAN et SANGLERAT, et GUY, « Cours pratique de mécanique des Sols, Tome 1 et 2 », 1983.
- [8] P. SCHMITT, « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-àvis des ouvrages de soutènement souple », 1995.
- [9] E.-H. TABET-AOUL, « Adaptation de la méthode de Goda pour la détermination des forces horizontales maximales agissant sur les digues à paroi perforée », 2000.

Normes et catalogues

- BS 6349
- Eurocode 7 : Application aux écrans de soutènement (NF P94-282), Guide méthodologique, Cerema.
- Manuel de conception des défenses d'accostages, ShibataFenderTeam, Hamburg, Germany.
- Multipurpose & Tug Fenders, TRELLEBORG.
- Norme française NF EN 1998
- Tubular combined wall systems, ArcelorMittal.

Sites internet

- <u>https://forum-btp.blogspot.com/2014/09/les-quais.html</u> (Accessed 04 September 2024)
- <u>https://www.researchgate.net/publication/329990766_Dimensionnement_des_ecrans_</u>
 <u>de_soutenement_-_Design_of_Embedded_Retaining_Walls</u> (Accessed 20 September 2024)
- <u>https://www.globalquakemodel.org/product/global-seismic-hazard-map</u> (Accessed 20 September 2024)

ANNEXES

Annexe 1 : Calcul des défenses d'accostage et des bollards	II
Annexe 2 : Calcul des sollicitations	X
Annexe 3 : Les tables de Caquot, Kerisel & Absi	XIV
Annexe 4 : Phasage de calcul des sections 1, 3 et 4	xv

I

Annexe 1 : Calcul des défenses d'accostage et des bollards

• Energie d'accostage des navires

Cette énergie est considérée à deux niveaux avec l'énergie d'accostage normale E_N (développée au cours de la vie du point d'accostage sans endommager la défense) et l'énergie d'accostage anormale E_A (rarement développée au cours de la vie de la défense et qui ne doit pas occasionner des dommages importants).

D'après le BS6349, les formules de ces deux énergies sont les suivantes :

 $E_{N}=0.5\ x\ M_{D}\ x\ V_{B}\ ^{2}\ x\ C_{M}\ x\ C_{E}\ x\ C_{C}\ x\ C_{S}$

 $E_A=E_N\times\eta$

Avec :

*M*_D : Déplacement du Navire de projet (tonnes).

VB : Composante orthogonale au quai de la vitesse d'accostage en m/s

C_M : Coefficient de masse ajoutée

C_E : Coefficient d'excentricité

 $C_{\rm C}$: Coefficient de configuration du quai

 $C_{\rm S}$: Coefficient de souplesse de la coque

 η : Coefficient de sécurité tenant compte des événements et circonstances à l'origine d'un éventuel dépassement de l'énergie d'accostage normale.

Vitesse d'accostage VB

 $V_B = f$ (Déplacement du navire ; Condition d'accostage)

La lecture sur le graphe ci-dessous permet de déterminer la valeur de la vitesse d'accostage en fonction du déplacement des navires et des conditions d'accostage (facile et à l'abri dans notre cas).



Coefficient de masse ajoutée CM

Le coefficient de masse ajoutée C_M est fonction de la profondeur d'eau limite sous la quille K_C , du tirant d'eau du navire D et du coefficient de configuration d'accostage C_C . Selon la méthode AICPN 2002, la valeur du coefficient d'accostage C_C est prise égale à 1. Les différentes valeurs que peut prendre le coefficient de masse ajoutée sont les suivantes :



Coefficient du bloc CB

Avec :

M_D : Déplacement du navire (t)

L_{BP}: Longueur entre les perpendiculaires (m)

- B : Largeur du navire (m)
- D : Tirant d'eau du navire (m)

 ϕ_{SW} : Densité de l'eau de mer

Coefficient d'excentricité CE

Le coefficient d'excentricité est le rapport entre l'énergie cinétique transmise à la défense et l'énergie cinétique totale du navire.

$$C_{E} = \frac{K^{2} + (R^{2} \cos^{2} (\gamma))}{K^{2} + R^{2}}$$

 $K = (0.19 \times C_{B} + 0.11) \times L_{BP}$



Avec : K : Rayon de giration (m) L_{BP} : Longueur entre les perpendiculaires (m) α : Angle d'accostage (°) X : Distance de l'étrave au point d'impact B : Largeur du navire (m) C_B : Coefficient du bloc



Coefficient de souplesse de la coque Cs

Le coefficient de souplesse de la coque est pris égale à 1 en considérant une déflexion supérieure à 150 mm.

Coefficient de sécurité **n**

Ce coefficient est fonction de la classe de navire.

IV

CLASSE DE NAVIRE	LE PLUS GRAND	LE PLUS PETIT
Tankers	1.25 ^A	1.75 ⁸
Vraquiers	1.25^	1.75 ⁸
Gaziers	1.50-2.00	
Porte-conteneurs	1.50 ^A	2.00 ^B
Cargos, navires de charge	1.75	
RoRo et Ferries	≥ 2.00	
Transporteurs de voitures	2.00	
Navires de croisière	2.00	
Ferries grande vitesse	≥ 2.00	
Remorqueurs, bateaux de servitude	2.00	

Calcul du coefficient d'excentricité

Navire	Coefficient	Rayon de	Distance entre le	Angle entre le vecteur	Coefficient
	de bloc C _B	giration K (m)	centre d'impact et le	vitesse et la ligne entre le	d'excentricité
			point de contact R (m)	point de contact et le	CE
				centre de masse V (°)	
Porte-conteneurs	0,68	79	86,1	69,6	0,524
Ro-Ro	1,00	68	57,6	67,5	0,641
Citerne	0,80	58	59,2	65,3	0,581
Vrac sec	0,82	61	65,3	67,2	0,580
Vrac et GC	0,74	31	32,1	58,3	0,624

Calcul des énergies normale et anormale d'accostage

Navire	Déplacement M _D (t)	Angle d'accostage α (°)	Vitesse d'accostage V _B (m/s)	Coefficient de masse ajoutée C _M	Coefficient d'excentricité C _E	Energie normale E _N (MN.m)	Coefficient de sécurité η	Energie anormale E _A (MN.m)
Porte-	157400	5°	0,8	1,80	0,524	0,115	1,50	0,172
conteneurs								
Ro-Ro	76100	5°	0,8	1,50	0,641	0,234	2,00	0,468
Citerne	102000	5°	0,8	1,78	0,581	0,335	2,00	0,671
Vrac sec	98000	5°		1,78	0,580	0,324	2,00	0,649
Vrac sec	13000	15°	0,12	1,65	0,624	0,096	2,00	0,192
et GC								

• Energie d'accostage préliminaire E_R

La capacité énergétique des défenses est donnée par la formule suivante :

$$ER = \frac{EA}{CFE}$$
 et $CF_E = f_{TOL} \times f_{ANG} \times f_{TEMP} \times f_{VEL}$

V

Avec :

CF_E : Facteur de correction pour le passage de l'énergie d'accostage anormale à l'énergie d'accostage préliminaire

 f_{TOL} : facteur de tolérance du fournisseur

 f_{ANG} : facteur pour l'angle d'accostage α

f_{TEMP} : facteur de température

 f_{VEL} : facteur de vitesse

E_A ; énergie d'accostage anormale

Valeurs des facteurs de correction pour l'énergie d'accostage

Facteur de con	rrection
Facteur de température	$f_{\text{TEMP}} = 0,972$
Facteur de l'angle d'accostage	$f_{ANG} = 0,967 (0,791 \text{ pour les})$
	petits navires)
La tolérance du fournisseur	$f_{TOL} = 0,9$
Facteur de vitesse	$f_{VEL} = 1$

Pour chaque section l'énergie calculée est :

Chainage (m)	E_A (MN.m)	E_{R} (MN.m)
214 - 1150	0,712	0,842
1150 - 1547	0,671	0,793
1547 - 1607	0,192	0,278

• La force de réaction des défenses

Le modèle de défenses retenu pour le quai a été déterminé suivant les recommandations du PIANC WG 33 et du BS6349 en se basant sur les données des navires de projet. Le choix du modèle de défenses s'est donc porté sur le type Super Cone Fenders (SCN) du fournisseur Trelleborg.

La force de réaction des défenses est donnée par la formule suivante :

 $F = CF_R * R_{CV} * R_{i-normalisé}$

Avec :

CF_R le facteur de correction pour la réaction égal à A_{FR}*TOL_R*V_{FR}*F_{T°C}

Rcv la réaction définie dans la documentation du fournisseur

R_{1-normalisé} le ratio de réaction normalisé

Facteur de correction pour la force de réaction des défenses

Facteur de corr	ection
Facteur de température	$F_{T^{3}Cr} = 0,997$
Facteur de l'angle d'accostage	$AF_R = 0,989 \ (0,866 \ pour$
	les petits navires)
La tolérance du fournisseur	$TOL_R = 1, 1$
Facteur de vitesse	$VF_R = 1,07$ à 1,15

Valeurs de la force de réaction des défenses

Chainage	Type de défenses	Navires	Force de réaction (kN)
214 - 1150	SCN 1200 F2.1	Porte-conteneurs	1434
		Ro-Ro	1334
1150 - 1547	SCN 1200 F2.1	Citerne	1359
		Vrac sec	1325
1547 - 1607	SCN 800 F2.6	Vrac sec et GC	677

Les principales caractéristiques des équipements d'accostage retenues pour le quai Nord sont :

Chainage	Défenses/Espacements
	SCN 1200 F2.1 / 19,35m max
214 - 1150	$R = 923,2 \ kN.m$
	<i>R</i> =1355,1 <i>k</i> N
1150 - 1547	
	SCN 800 F2,6 / 14,10m max
1547 - 1607	$R = 315,7 \ kN.m$
	$R = 712,8 \ kN$

• Calcul des bollards d'amarrage

Le BS6349 indique que des bollards de 150t permettent l'amarrage de navires ayant un déplacement maximum de 200 000 t, ce qui est compatible avec les navires de projet.

Vessel displacement	Mooring point load
t	t
20 000 up to and including 50 000	80
Above 50 000 up to and including 100 000	100
Above 100 000 up to and including 200 000	150
Above 200 000	≥200

Pour les Vracs Secs et GC dont le déplacement est de 13 000t, en se référant à l'EAU 2012, des bollards de 50t sont suffisamment compatibles, comme le montre le graphe ci-dessous.



La figure ci-dessous nous donne les valeurs approximatives des espacements entre les bollards. Un espacement maximal de 30 m sera considéré pour les navires de projet excepté les Vracs Secs et GC dont l'espacement maximal sera de 15 à 20m.

Ships with displacement in tons up to	Bollard load P in kN	Approximate spacing between bollards in metres	Bollard load normal from the berth in kN/m berth	Bollard load along the berth in kN/m berth
2000	100	5-10	15	10
5000	200	10-15	15	10
10 000	300	15	20	15
20 000	500	20	25	20
30 000	600	20	30	20
50 000	800	20-25	35	20
100 000	1000	25	40	25
200 000	1500	30	50	30

En conclusion, les principales caractéristiques des équipements d'amarrage sont :

Chainage	Bollards
214 - 1150	
1150 - 1547	150t (ou 1500 kN) / 30 m max
1547 - 1607	50t (ou 500 kN) / 15 à 20 m

Annexe 2 : Calcul des sollicitations

• Poids propre de l'ouvrage

Le poids des écrans est décomposé comme suit :

- Le poids des pieux en acier
- Le poids des palplanches
- Le poids du terrain (remblai)

Calcul du poids des écrans

	Eléments	Surface	Poids volumique	Poids/ml
		(m²)	(kN/m^3)	d'écran kN/ml)
Rideau avant	Pieux Acier	0,12	78,5	9,2
	Palplanches	0,02	78,5	1,4
	Terrain	10,18	20	203,7
		Tota	al : 214 kN/ml	
Rideau arrière	Pieux Béton	1,13	25	28,3
	Armé			
	Terrain	4,52	20	90,5
		Tota	al : 119 kN/ml	

• La charge de houle

Le récapitulatif des pressions dues à la houle (déterminées à partir du diagramme des pressions de GODA) est présenté dans le tableau suivant :

	Période de retour	Niveau d'eau (mZH)	d (m)	h (m)	P1 (kPa)	P2 (kPa)	P3 (kPa)	P4 (KPa)	HD (m)	Pn (kPa)
Incidence à	1	1,80	17,80	17,80	2,77	2,50	2,50	2,22	0,34	1,72
PK0+720 (-		-0,20	15,80	15,80	2,81	2,56	2,56	0,22	0,34	1,72
16 mZH)	100	1,80	17,80	17,80	4,32	3,97	3,97	2,44	0,52	2,63
		-0,20	15,80	15,80	4,36	4,05	4,05	0,44	0,52	2,63
Incidence à 60° PK0+960	1	1,80	17,80	17,80	4,55	4,10	4,10	2,49	0,54	2,72
(-16 mZH)		-0,20	15,80	15,80	4,60	4,20	4,20	0,49	0,54	2,72
(10 11211)	100	1,80	17,80	17,80	6,5	6,12	6,12	2,79	0,77	3,90
		-0,20	15,80	15,80	6,72	6,24	6,24	0,79	0,77	3,90
Incidence à 50° PK 1+200	1	1,80	17,80	17,80	5,98	5,39	5,39	2,71	0,67	3,35
(-16 mZH)		-0,20	15,80	15,80	6,05	5,53	5,53	0,71	0,67	3,35
(10 11211)	100	1,80	17,80	17,80	8,24	7,58	7,58	3,03	0,90	4,53
		-0,20	15,80	15,80	8,33	7,74	7,74	1,23	0,90	4,53
Incidence à	1	1,80	11,80	11,80	7,44	6,95	6,95	2,89	0,74	3,71
$50^{\circ} \text{PK1+600}$		-0,20	-0,20	9,80	7,54	7,13	7,13	0,89	0,74	3,71
(-10 IIIZH)	100	1,80	11,80	11,80	9,20	8,71	8,71	3,13	0,90	4,53
		-0,20	9,80	9,80	8,89	8,89	8,89	1,13	0,90	4,53

• Charge de Grue Mobile

La pression uniforme du patin le plus chargé P0 est de 5500 kN/ $(8m \times 2m) = 343.75$ kPa. L'effet de la surcharge des patins (surcharge rectangulaire sur une largeur B et une longueur L) est similaire à une surcharge uniforme infinie appliquée à une distance d de l'écran, en multipliant par le facteur kq :

$$kq = \frac{L}{L+d}$$

Avec :

d : distance entre le bord de la surface chargée et l'écran

L : longueur d'un patin

Les pressions du premier et du deuxième patin sont données par les formules respectives :

$P1 = k1 \times P0$ et $P2 = k2 \times P0$

Calcul de la	charge de	Grue Mobile
--------------	-----------	-------------

	Grue Mobile										
Р	В	L	P0	d0	d1	k1	p1	d2	k2	p2	
kN	m	m	kPa	m	m		kPa	m		kPa	
5500	2	8	343,75	1,65	1,65	0,83	284,97	16,65	0,32	111,56	
5500	2	8	343,75	2,65	2,65	0,75	258,22	17,65	0,31	107,21	
5500	2	8	343,75	3,65	3,65	0,69	236,05	18,65	0,30	103,19	
5500	2	8	343,75	4,65	4,65	0,63	217,39	19,65	0,29	99,46	
5500	2	8	343,75	5,65	5,65	0,59	201,47	20,65	0,28	95,99	
5500	2	8	343,75	6,65	6,65	0,55	187,71	21,65	0,27	92,75	
5500	2	8	343,75	7,65	7,65	0,51	175,72	22,65	0,26	89,72	
5500	2	8	343,75	8,65	8,65	0,48	165,17	23,65	0,25	86,89	
5500	2	8	343,75	9,65	9,65	0,45	155,81	24,65	0,25	84,23	
5500	2	8	343,75	10,65	10,65	0,43	147,45	25,65	0,24	81,72	

XI

• Charge de Grue STS

La charge linéaire de calcul de Grue STS obtenue en divisant la charge totale/patin par la longueur de redistribution de charges, est présentée dans le tableau suivant :

Calcul charge	Charge/ roue	Charge linéaire	Charge totale/patin	Nombre de roues	Espacement roues	Longueur de chargement	Hauteur efficace	Distribution des charges	Charge linéaire
de grue		/roue	-			_	poutre	-	de calcul
STS									544,03
	76,3	57,41	610,4	8	1,33	9,3	1,7	11,003	

Ci-dessous le schéma de configuration de la charge de grue STS



• Charge d'accostage

La force linéique d'accostage est obtenue en divisant la force de réaction des défenses par l'espacement des défenses considérés. Le tableau suivant résume les valeurs de cette force pour chaque section.

Calcul de la force linéique d'accostage

Sections	Force de réaction des	Espacement des	Force linéique	
	défenses (kN)	défenses (m)	d'accostage (kN/ml)	
1				
2	1355,1	17,55	80	
3				
4	712,8	14,04	60	

• Charge d'amarrage

La force linéique d'amarrage est obtenue en divisant la force de réaction des bollards par l'espacement considéré. Le tableau suivant résume les valeurs de cette force pour chaque section.

Calcul a	de la force	linéique d	'amarrage
----------	-------------	------------	-----------

Sections	Force de réaction des	Espacement des	Force linéique	
	bollards (kN)	bollards (m)	d'amarrage (kN/ml)	
1				
2	1500	26,33	60	
3				
4	500	14,04	36	

• Charge de la poutre de couronnement

Calcul du poids linéique de la poutre de couronnement

Section de quai	Section (m ²)	Section (m ²) Poids volumique du	
		béton (kN/m ³)	poutre (kN/ml)
1	7,86		196,5
2	7,2		180
3	7,2	25	180
4	7,86		196,5

	Tables de Caquot et Kérisel											
×	15	20	25	30	35	40	45	β _{/φ}	δ/φ			
+10	0,634	0,545	0,467	0,398	0,336	0,282	0,235					
0	0,589	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,172	0	0			
-10	0,525	0,422	0,336	0,265	0,206	0,156	0,116					
+10	0,585	0,499	0,427	0,366	0,314	0,269	0,230					
0	0,537	0,442	0,364	0,300	0,247	0,202	0,163	0	+2/3			
-10	0,472	0,373	0,295	0,233	0,182	0,141	0,107					
+10	0,582	0,500	0,433	0,378	0,333	0,295	0,264					
0	0,531	0,440	0,367	0,308	0,260	0,219	0,185	ο	+1			
-10	0,465	0,370	0,296	0,237	0,190	0,152	0,119					
+10	0,706	0,622	0,544	0,470	0,403	0,341	0,284					
0	0,648	0,551	0,464	0,386	0,316	0,254	0,201	0,4	0			
-10	0,573	0,468	0,378	0,300	0,233	0,177	0,130					
+10	0,659	0,577	0,504	0,440	0,383	0,331	0,284					
0	0,598	0,503	0,422	0,352	0,291	0,239	0,193	0,4	+2/3			
-10	0,521	0,419	0,336	0,267	0,209	0,161	0,121					
+10	0,658	0,581	0,515	0,458	0,409	0,366	0,328					
0	0,594	0,504	0,428	0,363	0,309	0,261	0,220	0,4	+1			
-10	0,515	0,417	0,338	0,273	0,219	0,174	0,136					
+10	0,841	0,773	0,699	0,624	0,548	0,472	0,400					
0	0,763	0,674	0,586	0,500	0,419	0,342	0,272	0,8	ο			
-10	0,667	0,565	0,469	0,381	0,301	0,231	0,170					
+10	0,799	0,733	0,668	0,602	0,538	0,475	0,415					
0	0,715	0,628	0,546	0,469	0,397	0,330	0,269	0,8	+2/3			
-10	0,617	0,517	0,427	0,347	0,276	0,214	0,161					
+10	0,801	0,743	0,688	0,634	0,583	0,533	0,487					
0	0,714	0,633	0,557	0,488	0,423	0,364	0,309	0,8	+1			
-10	0,613	0,517	0,432	0,357	0,291	0,233	0,182					

Annexe 3 : Les tables de Caquot, Kerisel & Absi



Annexe 4 : Phasage de calcul des sections 1, 3 et 4

Les tableaux suivants présentent les phasages de calcul des sections 3 et 4 du quai.

Phasage de calcul de la section 1

Nature	Phasages	Comportemen	t du sol argileux	Comportement du sol sableux
	P ₀ : Phase initiale (provisoire) Application des poussées réduite sur les deux écrans	Drainé		Drainé
	P ₁ : Phase 1 (provisoire) Réalisation des parois Modification de la rigidité des pieux en béton à court terme		Non drainé	Drainé
	P ₂ : Phase 2 (provisoire) Excavation du sol jusqu'à (-)13,0mZH côté rideau avant Installation des tirants		Non drainé	Drainé
Provisoire	P ₃ : Phase 3 (provisoire) Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau arrière		Non drainé	Drainé
(Construction)	P_{4-6} : Phase 4, 5, et 6 Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau avant			
	 P₇: Phase 7 (Provisoire) Excavation jusqu'au niveau de dragage final (-)16,70mZH Modification des caractéristiques du remblai après vibrocompaction Application d'une surcharge de la poutre de couronnement Application d'une surcharge type Boussinesq du matelas de la couche anti-affouillement équivalent à une surcharge de 3,6 kPa. 		Non drainé	Drainé
	P ₈ : Phase 8 (durable) Dénivellement hydraulique Suppression du tirant et mise en place d'un appui surfacique	Drainé		Drainé
Durable	P ₉ : Phase 9 (durable) Fluage des pieux en béton à long terme Application de la surcharge de vagues	Drainé		Drainé
	P ₁₀ : Phase 10 (durable) Application de la surcharge UDL P ₁₁ : Phase 11 (durable)	Drainé		Drainé
	Application de la surcharge de grue STS P ₁₂ : Phase 12 (durable) Application de la charge d'accostage Désactivation de la surcharge des vagues	Drainé		Drainé
	P ₁₃ : Phase 13 (durable) Application de la charge d'amarrage Désactivation de la charge d'accostage	Drainé		Drainé
	P_{14} : Phase 14 (durable) Application de la charge de grue mobile	Drainé		Drainé

Nature	Phasages	Comportement du sol argileux		Comportement du sol sableux
	Désactivation de la surcharge UDL			

Phasage de calcul de la section 3

Nature	Phasages	Comportement du sol argileux		Comportement du sol sableux
	P ₀ : Phase initiale (provisoire) Application des poussées réduite sur les deux écrans	Drainé		Drainé
	 P₁: Phase 1 (provisoire) Réalisation des parois Modification de la rigidité des pieux en béton à court terme 		Non drainé	Drainé
	P ₂ : Phase 2 (provisoire) Excavation du sol jusqu'à (-)11,0mZH côté rideau avant Installation des tirants		Non drainé	Drainé
Provisoire (Construction)	P ₃ : Phase 3 (provisoire) Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau arrière		Non drainé	Drainé
	P ₄₋₇ : Phase 4, 5, 6 et 7 Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau avant			
	 P₈: Phase 8 (Provisoire) Excavation jusqu'au niveau de dragage final (-)16,75mZH Modification des caractéristiques du remblai après vibrocompaction Application d'une surcharge de la poutre de couronnement 		Non drainé	Drainé
	P ₉ : Phase 9 (Provisoire) Application d'une surcharge type Boussinesq du matelas de la couche anti- affouillement équivalent à une surcharge de 2,55 kPa. Suppression du tirant et mise en place d'un appui surfacique		Non drainé	Drainé
Durable	P ₁₀ : Phase 10 (durable) Dénivellement hydraulique	Drainé		Drainé
	P ₁₁ : Phase 11 (durable) Fluage des pieux en béton à long terme Application de la surcharge de vagues	Drainé		Drainé
	P_{12} : Phase 12 (durable) Application de la surcharge UDL	Drainé		Drainé
	P ₁₃ : Phase 13(durable) Application de la charge d'accostage Désactivation de la surcharge des vagues	Drainé		Drainé
	P ₁₄ : Phase 14 (durable) Application de la charge d'amarrage	Drainé		Drainé

XVI

Phasages	Comportement du sol argileux		Comportement du sol sableux
activation de la charge d'accostage			
: Phase 15 (durable) blication de la charge de grue mobile activation de la surcharge UDL activation de la surcharge de grue	Drainé		Drainé
	Phasages activation de la charge d'accostage Phase 15 (durable) blication de la charge de grue mobile activation de la surcharge UDL activation de la surcharge de grue	Phasages Comportement activation de la charge d'accostage Drainé Phase 15 (durable) Drainé plication de la charge de grue mobile Drainé activation de la surcharge UDL activation de la surcharge de grue	Phasages Comportement du sol argileux activation de la charge d'accostage Drainé Phase 15 (durable) Drainé blication de la charge de grue mobile Drainé activation de la surcharge UDL activation de la surcharge de grue

Phasage de calcul de la section 4

Nature	Phasages	Comportement du sol argileux		Comportement du sol sableux
	P ₀ : Phase initiale (provisoire) Application des poussées réduite	Drainé		Drainé
	P ₁ : Phase 1 (provisoire) Réalisation des parois Excavation du sol jusqu'à la cote 0,0 mZH pour le rideau arrière et (-) 8,0 mZH Installation des tirants		Non drainé	Drainé
	Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH) pour le rideau arrière		Non drame	Diame
Provisoire	P_3 et P_4 : Phase 3 et 4 Remblaiement à la cote finale (+)3,5 mZH pour le rideau avant		Non drainé	Drainé
(Construction)	P ₅ : Phase 5 (Provisoire) Excavation jusqu'au niveau de dragage finale (-) 10,80 mZH Modification des caractéristiques du remblai après vibrocompaction Application d'une surcharge de la poutre de couronnement		Non drainé	Drainé
	P ₆ : Phase 6 (Provisoire) Application d'une surcharge type Boussinesq du matelas de la couche anti- affouillement équivalent à une surcharge de 5,5 kPa.		Non drainé	Drainé
Durable	P ₇ : Phase 7 (durable) Dénivellement hydraulique	Drainé		Drainé
	P ₈ : Phase 8 (durable) Application de la surcharge des vagues Suppression du tirant et mise en place d'un appui surfacique	Drainé		Drainé
	P ₉ : Phase 9 (durable) Application de la surcharge UDL	Drainé		Drainé
	P ₁₀ : Phase 10 (durable) Application de la charge d'accostage Désactivation de la surcharge des vagues	Drainé		Drainé
	P ₁₁ : Phase 11 (durable) Application de la charge d'amarrage	Drainé		Drainé

XVII

Nature	Phasages	Comportement du sol argileux		Comportement du sol sableux
	Désactivation de la charge d'accostage			
	P_{12} : Phase 12 (durable)	Drainé		Drainé
	Application de la charge de grue mobile			
	Désactivation de la surcharge UDL			