

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème :

**Rempiètement et confortement des deux quais
Casbah et Passe Casbah au port de Bejaïa**

Présenté par :

- Tarafi Ikram
- Sohbi Elyazid Faouzi

Encadré par :

M. Lakhdari Boudjemaa
M. Hammadi Kamel

Promotion : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadrant,
M. Lakhdari Boujemaa, pour sa confiance, ses précieux conseils,
Et ses orientations scientifiques qui nous ont guidés tout au long de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à
M. Hamadi Kamel et M. MESSAI ABDESSELAM ainsi qu'à l'ensemble de son équipe, pour
leur grande
Disponibilité, leur accueil chaleureux et leur soutien technique permanent durant nos recherches.

Nous tenons à exprimer notre vive reconnaissance à **M. Rahmani Daoudi**,
M. Sellam Mohamed, M. Atmani Fares et M. Ait Amar Jugurta, pour le temps précieux
qu'ils nous ont accordé, ainsi que pour les informations, données
Techniques et documents indispensables qu'ils ont partagés avec nous pour
Enrichir ce rapport.

Enfin, nous remercions **les membres du jury** qui ont accepté d'évaluer notre
Travail et d'honorer notre soutenance par leur présence.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants de **l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics**, et plus particulièrement ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation. Un grand merci pour leur précieuse transmission de savoir, leurs conseils techniques avisés et tout le temps qu'ils ont mis à notre disposition tout au long de notre cursus.

Enfin, nous tenons à nous remercier nous-mêmes pour tous les efforts
Déployés, notre persévérance ainsi que la motivation que nous avons su conserver tout au long
de cette expérience enrichissante.

Dédicaces

Avant tout, nous remercions Dieu le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force,
la patience et le courage pour mener à bien ce modeste travail.

Nous dédions ce mémoire à nos chers parents qui nous ont toujours entourés de leur amour, ont
tout donné pour notre éducation et nous ont soutenus sans relâche à chaque étape de notre vie, en
priant Dieu de les protéger.

Nous le dédions également à nos frères et sœurs respectives pour leur présence
Permanente, leurs encouragements et leur soutien quotidien tout au long de nos études.

Ainsi qu'à nos chers amis qui ont toujours été à nos côtés pour partager
Ces moments et nous apporter leur aide précieuse.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à tous ceux qui ont participé à Notre
Formation académique en nous transmettant leur précieux savoir,
Et nous dédions ce fruit de nos efforts à tous ceux qui liront ce travail et S'en
Trouveront honorés.

Résumé

Les structures maritimes, comme les quais en blocs dans les ports, font face à un milieu naturel très difficile et à de fortes charges de trafic. Ces contraintes abîment peu à peu les installations et nuisent à leur bon fonctionnement. Quand les dégradations apparaissent, il est indispensable d'expertiser l'ouvrage et éventuellement de faire des travaux de renforcement pour rétablir la sécurité et l'utilisation normale de l'ouvrage.

Ce projet de fin d'études est dédié à l'étude de rempiètement et de confortement des postes 12, 13 et 14 (quai Casbah et passe Casbah) du vieux port de Béjaïa. Une inspection complète, menée à l'air libre et sous l'eau par des plongeurs, a mis en évidence plusieurs défauts structurels majeurs sur les ouvrages existants.

Pour moderniser les quais en question, la solution choisie s'appuie sur la mise en place d'un système de fondations profondes sur pieux reliant l'ancien quai par des éléments préfabriqués en béton armé. Les vérifications de la stabilité globale de l'ouvrage ont été faites avec l'approche d'équilibre limite en utilisant le logiciel Slide, tandis que les calculs de poussée, de butée et de défaut de butée du sol ont été effectués conformément aux normes en vigueur avec le logiciel K-Réa. Les résultats obtenus ont ensuite permis de définir le ferrailage des éléments grâce à Robot Expert. Tous ces calculs couvrent les phases transitoires et durables, en situations fondamentale, sismique et de service, afin de garantir la stabilité et la sécurité du quai.

Mots-clés : quais en blocs, rempiètement, fondations profondes, logiciels, pieux, stabilité en phase transitoire et durable, situations de calculs.

ملخص

تواجه المنشآت البحرية، كالأرصعة ذات الكتل الخرسانية في الموانئ، ظروفًا بيئية قاسية وأحياناً تشغيلية ثقيلة تؤدي إلى تدهور تدريجي في سلامتها الهيكلية. ونظراً لأهميتها الحيوية، يصبح التدخل الهندسي ضرورياً لفحص هذه المنشآت وإجراء أعمال التدعيم اللازمة لاستعادة كفاءتها التشغيلية.

يتناول مشروع التخرج الحالي دراسة تعميق وتدعيم الأرصفة (12، 13، و14) في الميناء القديم ببجاية. وقد كشفت عمليات الفحص الدقيق، التي شملت معاينات ميدانية فوق وتحت سطح الماء، عن عيوب هيكلية جوهرية تستدعي المعالجة. ولتحديث هذه المنشآت، اعتمدت الدراسة على تصميم نظام أساسات عميقة (خوازيق) تعمل على ربط الهيكل القديم بعناصر خرسانية مسلحة مسبقة الصنع لتعزيز قدرة التحمل.

تضمنت المنهجية الهندسية المتبعة تحليلاً دقيقاً للاستقرار العام للمنشأة بالاعتماد على طرق التوازن الحدي، بالإضافة إلى إجراء حسابات دقيقة لتفاعلات التربة (الدفع والارتداد) وفقاً للمعايير والمقاييس المعتمدة. كما مكنت النتائج المستخلصة من تحديد أبعاد وتسليح العناصر الهيكلية المطلوبة. وقد غطت هذه الحسابات كافة المراحل الإنشائية، بدءاً من المرحلة الانتقالية وصولاً إلى المرحلة الدائمة، مع الأخذ بعين الاعتبار الحالات الأساسية والخدمية وتأثيرات النشاط الزلزالي، وذلك لضمان أعلى درجات الاستقرار والأمان للرصيف.

الكلمات المفتاحية: أرصفة ذات كتل خرسانية، تعميق الأرصفة، أساسات عميقة، خوازيق، التحليل الهيكلي، الاستقرار الإنشائي، المقاييس الهندسية.

Abstract

Maritime structures, such as blockwork quays in ports, face a very challenging natural environment and heavy traffic loads. These constraints gradually damage the facilities and hinder their proper functioning. When degradations appear, it is essential to inspect the structure and potentially carry out reinforcement works to restore safety and normal use of the site.

This graduation project is dedicated to the study of encroachment and reinforcement of berths 12, 13, and 14 (Casbah quay and Casbah pass) at the old port of Béjaïa. A comprehensive inspection, conducted both in the open air and underwater by divers, revealed several major structural defects in the existing structures.

To modernize these quays, the chosen solution relies on implementing a deep foundation system with piles, connecting the old quay using precast reinforced concrete elements. Global stability checks of the structure were performed using the limit equilibrium approach with Slide software, while calculations for earth pressure, passive pressure, and soil failure were carried out in compliance with current standards using K-Réa software. The obtained results then allowed defining the reinforcement of the structural elements using Robot Expert. All these calculations cover transient and durable phases, under fundamental, seismic, and service situations, in order to guarantee the stability and safety of the quay.

Keywords: blockwork quays, encroachment, deep foundations, software, piles, stability in transient and durable phase, design situations.

Sommaire

Introduction générale	1
I.1 Introduction	3
I.2 Généralités sur les mouvements de la mer	3
I.2.1 Les mouvements ondulatoires.....	3
I.2.1.1 La houle.....	4
I.2.1.2 La marée.....	5
I.2.1.3 Les seiches.....	5
I.2.2 Les courants marins	6
I.3 Conclusion	6
II.1 Présentation introductive.....	8
II.3 principaux types d'ouvrages des ports	9
II.3.1 ouvrages extérieurs	9
II.3.1.1 Les jetées.....	9
II.3.1.2 les digues.....	10
II.3.2 Les ouvrages intérieurs	13
II.3.2.1 Appontement.....	13
II.3.2.2 Duc d'albe	14
II.3.2.3 Les quais	15
II.4 Qu'est-ce qu'un rempiètement ?	21
II.4.1 Définition.....	21
II.4.2 Les différents types de rempiètement	21
II.4.2.1 La nouvelle structure est éloignée de l'ancien quai	22
II.4.2.2 Le rempiètement présente une interaction limitée avec le quai ancien	22
II.4.2.3 Le rempiètement est interdépendant avec l'ancien quai	22
II.4 Conclusion.....	22
III.1 Introduction.....	24
III.2 Port De Bejaia	24
III.2.1 Historique	24
III.2.2 Situation Géographique.....	25
III.2.3 Infrastructure	26
III.3 Présentation du projet	27
III.3.1 Objectif du projet	27

III.3.2 Situation du projet	27
III.3.2.1 Quai de la Casbah	27
III.3.2.2 Quai de la Passe Casbah	29
III.4 Données météorologiques	31
III.4.1 Climat et pluviométrie.....	31
III.4.2 Les vents.....	31
III.5 Données océanographiques.....	32
III.5.1 Maree et les variations du niveau d'eau	32
III.5.2Agitation au niveau du site de projet.....	32
III.6 Données sismiques.....	32
III.7 Données géologiques	33
III.8 Conclusion	33
IV.1 Introduction.....	35
IV.2 Etat Actuel Des Quais.....	35
IV.3 Les diagnostics du quai de la casbah (poste 12,13)	36
IV.3.1 Inspection aérienne	36
IV.3.2 Inspection sous-marine	37
IV.4 Les diagnostics du quai de la passe casbah (poste 14)	38
IV.4.1 Inspection aérienne	38
IV.4.2 Inspection sous-marine	39
IV.5 Conclusion	45
V.1. Introduction.....	47
V.2 Campagne de reconnaissance géotechnique	47
V.2.1 Contenu de la compagne	47
V.2.2 plan d'implantation des sondages.....	47
V.3. Caractéristiques Mécaniques In Situ.....	48
(Essais Pressiométriques).....	48
V.3.1 Interprétation pressiométrique.....	49
V.3.1.1Lithologie des sondages.....	50
V.3.2 Interprétation pressiométrique.....	51
V.3.2.1Lithologie des sondages.....	52
V.4 Caractéristiques Physico-chimiques (Essais de Laboratoire)	52
V.4.1 Comportement mécanique.....	53
V.5 Agressivité du Milieu.....	53

V.5.1 Durabilité et agressivité chimique.....	53
V.6 Conclusion	54
VI.1 Introduction.....	56
VI.2 Variantes proposées	56
VI.2.1 Variante 1 : Quai en blocs.....	56
VI.2.2 Variante 2 : Quai en palplanches	57
VI.2.3 Variante 3 : Quai sur pieux	57
VI.3 Étude multicritère et choix de la variante	59
VI.3.1 Justification technico-économique des notes attribuées	59
VI.4 Conclusion et choix de la variante optimale.....	60
VI.5 Description de la solution retenue	60
VI.5.1 Description technique	60
VI.5.1.1 Infrastructure	60
VI.5.1.2 Paroi de soutènement et Habillage	61
VI.5.1.3 Le Système d'Ancrage.....	61
VI.5.1.4 Superstructure et Aménagements.....	61
VI.5.1.5 Prise en compte de la durabilité et protection cathodique (Anodes sacrificielles) 61	
VI.6 Conclusion	63
VII.1 Introduction	65
VII.2 Caractéristiques des matériaux.....	65
VII.2.1 Béton.....	65
VII.2.2 Acier	65
VII.3 Documents de références.....	65
VII.4 Situations du projet.....	66
VII.4.1 Situation Durable SD.....	66
VII.4.2 Situation Transitoire ST.....	66
VII.4.3 Situation Accidentelle SA.....	68
VII.5 les principales données pour la conception du quai	68
VII.5.1 Navire du projet	68
VII.5.1.1 Quai de la casbah	69
VII.5.1.2 Quai de la passe casbah.....	70
VII.5.2 Géométrie	71
VII.5.3 Equipements d'un quai (superstructures)	72
VII.5.3.1 Bollards	72

VII.5.3.2 Défense.....	72
VII.5.3.3 Echelle de sécurité	73
VII.6 calculs des charges et surcharges	73
VII.6.1 Charges permanentes : G	73
VII.6.2 Charges d'exploitation : Q.....	73
VII.6.3 Séisme : E	73
VII.7 Combinaisons d'actions	74
VII.8 Modes de rupture possible et principes de justification de la stabilité de l'ouvrage.....	74
VII.8.1 Instabilité générale du site	74
VII.8.2 Défaut de butée.....	78
VII.8.3 Rupture par insuffisance de résistance interne	80
VII.8.3.1 Vérification de la résistance au cisaillement.....	80
VII.8.3.2 Vérification de la résistance au moment de flexion.....	81
VII.9 Situation de calcul	82
VII.9.1 Situation transitoire fondamentale.....	82
VII.9.1.1 Vérification du défaut de butée	82
VII.9.1.2 Vérification de la résistance interne des chemises.....	83
VII.9.1.3 Vérification de stabilité générale	84
VII.9.2 Situation durable fondamentale	85
VII.9.2.1 Vérification du défaut de butée.....	85
VII.9.2.2 Vérification de la stabilité générale	85
VII.9.3 Vérification du défaut de butée de la plaque d'ancrage	87
VII.10 Calcul des coefficients de poussées.....	87
VII.11 Calcul des efforts.....	88
VII.11.1 Poussées des terres P2	88
VII.11.2 Poussées due à la surcharge d'exploitation Psr	89
VII.11.3 Poussée due au marnage Pm.....	90
VII.11.4 Poussée hydrodynamique Pw	91
VII.11.4.1 phase transitoire	91
VII.11.4.2 phase durable.....	91
VII.12 Ferrailage des pieux	92
VII.12.1 Armature longitudinale.....	92
VII.12.2 Armature transversale	92
VII.12.3 Enrobage	93

VII.13 Ferrailage de plaque d’ancrage	94
VII.13.1 coupe de ferrailage de la plaque	96
VII.14 Ferrailage de la poutre couronnement.....	97
VII.14.1 Coupe de Ferrailage de la poutre	99
VII.15 Devis quantitatif et estimatif	100
VII.15.1 Estimation du cout	100
VII.16 Phasage des travaux.....	102
VII.16.1 Quai de la casbah	102
VII.16.1.1 Préfabrication et transport et pose des éléments en béton armé de type C, A1, A2, E1, B1 et F pour quai de la casbah :	105
VII.16.2 Quai de la passe casbah	107
VII.16.3 Raccordement entre le quai Casbah et Passe	107
Casbah	107
VII.17 Conclusion.....	109
CONCLUSION GENERALE.....	111
Références bibliographiques	112
Annexes :	114

Liste des figures

Figure I.1 : Propagation de la houle.....	4
Figure I.2 : Phénomène de la marée.....	5
Figure II.1: port.....	9
Figure II.2 : jetée du port de BEJAIA.....	10
Figure II.3 : Digue verticale.....	11
Figure II.4 : Digue à talus	12
Figure II.5 : digue mixte verticalement.....	12
Figure II.6 : digue mixte horizontalement	13
Figure II.7 : Exemple D'un Appontement	13
Figure II. 8 : exemple Duc d'Albe	14
Figure II.9 : Quai en blocs	16
Figure II. 10 : exemple d'un caisson.....	16
Figure II. 11 : rideau palplanches	17
Figure II.12 : Représentation schématique du quai (coupe transversale)	18
FigureII.13 : Talus du quai sur pieux.....	19
Figure II.14 : Bollard	19
Figure II.15 : Défense cylindrique	20
Figure II. 16 : Echelle de Sécurité	21
Figure III.1 : ancienne photo du port de BEJAIA.....	25
Figure III.2 : Port de Bejaia	26
Figure III.3 : Plan de situation du projet.....	27
Figure III.4 : Quai de la casbah.....	29
Figure III.5 : Coupe transversale du profil type du Quai de la Passe	31
Figure III.6 : Carte de zonage sismique du territoire national.	32
Figure IV.1 : Fissuration, scarification et tassement du béton.....	36
Figure IV.2 : Présence d'une cavité.....	37
Figure IV.3 : Fissure profonde d'un élément en béton	38
Figure IV.4 : Ferrailles, câbles électriques reposent au fond du quai.....	39
Figure V.2 : Profil Pressiométrique Pr3.....	49
Figure V.4 : Profil Pressiométrique Pr2.....	51
Figure V.5 : Lithologie du site.....	52
Figure VI.1 : Quai en blocs.....	56
Figure VI.2 : Quai en rideau palplanches	57
Figure VI.3 : casbah.....	58
Figure VI.4 : Passe casbah mixte.....	58
Figure VI.5 : Coupe transversale du quai mixte (casbah).....	62
Figure VI.6 : Coupe transversale du quai mixte (passe casbah)	62
Figure VII.1 : géométrie de la ST – Casbah	66
Figure VII.2 : géométrie de la ST – Passe Casbah	67
Figure VII.3 : la ST en réalité – Casbah	67
Figure VII.4 : la ST en réalité – Passe Casbah	68
Figure VII.5 : Vue en plan	71
Figure VII.6 : Vue en plan	71
Figure VII.7: Bollard	72
Figure VII.8: Défense	72

Figure VII.9: Echelle de sécurité	73
Figure VII.10: Instabilité par un glissement d'ensemble	75
Figure VII.11 : Sélection de l'approche de calcul.	77
Figure VII.12 : Sélection de la méthode de calcul.	77
Figure VII.13 : Renversement d'un écran autostable.	78
Figure VII.14 : Notions de la fiche minimale et la fiche de l'écran.	80
Figure VII.15 : Diagrammes des efforts internes de l'écran composite en ST fondamental.	82
Figure VII.16 : Modèle numérique d'analyse de la stabilité globale	84
Figure VII.17 : Résultats de la stabilité générale du site en ST fondamental.	85
Figure VII.18 : Résultats de la stabilité générale du site en SD fondamental.	86
Figure VII.19 : Résultats de la stabilité générale du site en SD sismique.	86
Figure VII.20 : Distribution de la pression hydrodynamique de Westergaard en situation transitoire.	91
Figure VII.21 : Distribution de la pression hydrodynamique de Westergaard en situation Durable.	92
Figure VII.29 : Ferrailage de la poutre de couronnement.....	99
Figure VII.30 : Forage et curage des pieux.....	102
Figure VII.31 : Mise en œuvre béton de pieux	103
Figure VII.32 : Mise en place des éléments Préfabriqués	103
Figure VII.33 : Mise en œuvre du béton immergé.....	104
Figure VII.34 : la mise en place d'armature pour de la poutre de couronnement	104
Figure VII.35 : la mise en place des tirants d'ancrage.....	105
Figure VII.36 : Vue en 3D des éléments A1, A2 et B	106
Figure VII.37 : Vue en 3D des éléments E et C.....	106
Figure VII.38 : Vue en 3D illustrant la mise en place d'éléments préfabriqués.....	107

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Les différents quais du port de Bejaia.....	26
Tableau III.2 : Les équipements du quai de la Casbah	28
Tableau III.3 : Les équipements du quai de la Passe Casbah	30
Tableau III.4 : Niveaux d'eau le long de la cote algérienne	32
Tableau V.1 : résultats pressiomètres	48
Tableau V.2 : résultats pressiomètres	50
Tableau V.2 : propriétés physiques et mécaniques des sols du site.....	52
Tableau V.3 : Tableau de la synthèse de la campagne géotechnique	53
Tableau VI.1 : Analyse multicritères	59
Tableau VI.2 : Synthèse du Coût et Délai des variantes.....	59
Tableau VII.1 : Densité du béton.....	65
Tableau VII.4 : Combinaison des charges	74
Tableau VII.5 : Coefficients de sécurité de l'approche 3.	76
Tableau VII.6 : Coefficients de sécurité de l'approche 2.....	78
Tableau VII.7 : Résultats de calcul du défaut de butée de l'écran composite en ST	82
Tableau VII.8 : Efforts internes maximaux de l'écran composite en ST fondamental.....	83
Tableau VII.9 : paramètres de vérification du cisaillement des chemises.	83
Tableau VII.10: paramètres de vérification du moment de flexion des chemises.	83
Tableau VII.11 : Résultats de calcul du défaut de butée de l'écran composite en SD	85
Fondamental.....	85
Tableau VII.12: tableau des poussées statiques.....	88
Tableau VII.13: tableau des poussées (Séisme ascendant).....	89
Tableau VII.14: tableau des poussées (Séisme descendant).....	89
Tableau VII.15: Poussée due à la surcharge d'exploitation (Statique).....	89

Liste des abréviations

- β ($^{\circ}$) : Angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale.
- λ ($^{\circ}$) : Inclinaison du mur (rideau) sur la verticale.
- φ ($^{\circ}$) : Angle de frottement interne.
- C (t/m³) : Cohésion du sol.
- δ ($^{\circ}$) : Angle de frottement sol-écran (rideau).
- γ (t/m³) : Poids spécifique du sol hors d'eau.
- γ' (t/m³) : Poids spécifique déjaugé.
- γ_w (t/m³) : Masse volumique de l'eau de mer .
- K_a : Coefficient de poussée active des terres.
- K_p : Coefficient du butée passive des terres.
- σ_v : Contrainte verticale des terres (t/m²).
- σ_h : Contrainte horizontale des terres (t/m²).
- k_h : Coefficient sismique horizontal.
- k_v : Coefficient sismique verticale.
- NGA : Nivellement Général Algérien.
- ELS : État Limite de Service.
- ELU : État Limite Ultime.
- E_M (kPa) : Module pressiométrique du sol.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les ouvrages maritimes jouent un rôle crucial dans l'économie des pays, notamment les ports, qui constituent des infrastructures de transport stratégiques devant rester continuellement opérationnelles afin d'assurer le transit des marchandises.

Cependant, comme toute infrastructure, ces ouvrages sont soumis au vieillissement. Leur situation en milieu marin les expose, de plus, à un environnement particulièrement agressif, en effet, des phénomènes tels que la corrosion des structures, l'érosion des sols et l'ensablement des bassins, causés principalement par l'action des courants, peuvent influencer leur état de service.

Au fil du temps et sous l'effet de ces dégradations, certains ouvrages peuvent ne plus être en mesure d'assurer correctement leur fonction, il devient alors nécessaire de procéder à des diagnostics et des expertises, à base de ces derniers des travaux de confortement sont définis afin de restaurer leur capacité fonctionnelle et prolonger leur durée de vie.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce projet de fin d'études, qui porte sur le confortement du quai de la casbah et la passe casbah du vieux port de BEJAIA, l'objectif principal de ce travail est de proposer une solution de confortement adaptée aux dégradations relevées et aux besoins du quai, puis de dimensionner la solution retenue, tout en garantissant la stabilité de l'ouvrage pendant toutes les phases de réalisation.

Ce mémoire est structuré en neuf chapitres consacrés à l'étude de confortement du quai : Les deux premiers chapitres 1 et 2 sont consacrés aux généralités se rapportant au milieu marin et aux ouvrages portuaires.

Le troisième chapitre comporte la collecte des données de base et l'établissement des besoins du projet.

Le quatrième chapitre expose l'analyse de la campagne géotechnique menée sur site.

Le cinquième chapitre expose les résultats de l'expertise réalisée pour évaluer l'état actuel du quai.

Le sixième chapitre est dédié à la proposition et à l'analyse comparative des variantes techniques de confortement.

Enfin, le dernier chapitre détaille la modélisation numérique et le dimensionnement de l'ouvrage conformément aux exigences des Eurocodes, il intègre également le ferrailage des éléments structuraux et s'achève par l'évaluation économique à travers le devis quantitatif.

Généralité sur les milieux marins

I.1 Introduction

Depuis toujours, l'homme utilise la mer non seulement comme voie de communication, mais aussi comme espace de commerce et d'échanges, cependant, la mer est un milieu dynamique et potentiellement dangereux : sa constante agitation impose la construction d'infrastructures portuaires adaptées pour protéger les navires et assurer la liaison terre-mer.

La conception et la dimension des ouvrages maritimes, tels que les quais, digues ou jetées, nécessitent donc une compréhension approfondie des mouvements de l'eau et des phénomènes naturels susceptibles d'influencer leur comportement.

Ce chapitre introduit les notions fondamentales sur les mouvements de la mer et leurs interactions avec les ouvrages portuaires, afin de fournir la base technique nécessaire à l'étude et au dimensionnement de tels ouvrages.

I.2 Généralités sur les mouvements de la mer

Le milieu marin est un milieu liquide, constamment en mouvement, et les forces qui s'y exercent sont à la fois verticales et horizontales. On distingue principalement :

- **Les mouvements ondulatoires** : phénomènes périodiques caractérisés par une amplitude, une période et une longueur d'onde (houle, marée, seiches).
- **Les mouvements non-ondulatoires** : déplacements continus de l'eau, appelés courants, influencés par le vent, la topographie sous-marine et les forces gravitationnelles.

La compréhension de ces mouvements est essentielle pour anticiper les charges dynamiques appliquées aux structures portuaires.

I.2.1 Les mouvements ondulatoires

Les mouvements ondulatoires correspondent aux oscillations de la surface de l'eau, caractérisées par des paramètres précis : hauteur, longueur d'onde, période, célérité et cambrure. Ils incluent :

- La **houle**
- La **marée**
- Les **seiches**

Ces phénomènes exercent des charges dynamiques sur les ouvrages et conditionnent la conception et la sécurité des quais et digues.

I.2.1.1 La houle

La houle est définie comme l'ensemble des ondulations régulières générées par le vent, se déplaçant vers le rivage, chaque onde possède des caractéristiques fondamentales :[3]

- **H (hauteur)** : distance verticale entre la crête et le creux. Plus H est grand, plus l'énergie transmise à l'ouvrage est élevée.
- **L (longueur d'onde)** : distance horizontale entre deux crêtes successives. Elle influence la profondeur à laquelle le mouvement de l'eau se fait sentir.
- **T (période)** : intervalle de temps entre deux crêtes successives à un point fixe.
- **C (célérité)** : vitesse de propagation de la vague, calculée par $c = L/T$.
- **A (amplitude)** : moitié de la hauteur, représentative du déplacement vertical de l'eau.
- **G (cambrure)** : rapport H/L , indicatif de la raideur de la vague et de sa tendance à déferler.
- **D (profondeur)** : profondeur locale de l'eau, qui influence la vitesse et la stabilité des vagues.

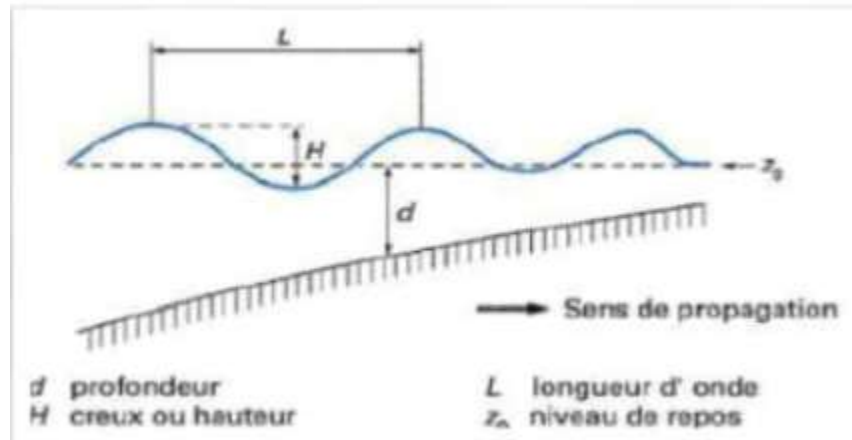


Figure I.1 : Propagation de la houle

I.2.1.1.1 Transformations de la houle

Lorsque la houle rencontre la côte ou des ouvrages portuaires, elle subit plusieurs transformations qui modifient son énergie et ses effets :[3]

- **Réfraction** : la vague change de direction lorsqu'elle traverse des zones de profondeur variable, ce qui peut concentrer l'énergie sur certaines zones.
- **Diffraction** : la houle contourne un obstacle ou passe par une ouverture, générant des vagues dans des zones protégées.
- **Réflexion** : la vague rebondit contre un quai ou une digue verticale, créant des clapotis résultant de l'interaction entre vagues incidentes et réfléchies.

- **Déferlement** : en eau peu profonde, la base de la vague est freinée par le fond tandis que la crête avance plus vite, provoquant la rupture de la vague et la libération brutale de son énergie.

I.2.1.2 La marée

La marée correspond à l'oscillation périodique du niveau de la mer, provoquée par l'attraction gravitationnelle de la lune et du soleil.

- **Marnage** : différence maximale entre pleine mer et basse mer.
- **Montant** : période de montée du niveau d'eau.
- **Perdant** : période de descente.

Les marées génèrent également des courants de marée qui déplacent d'importantes masses d'eau, influençant la navigation et les efforts sur les quais.[3]

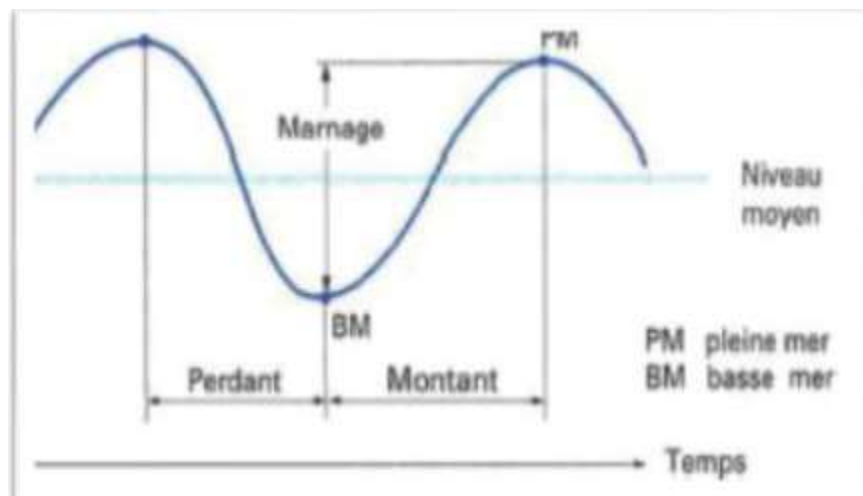


Figure I.2 : Phénomène de la marée

I.2.1.3 Les seiches

Les seiches sont des oscillations propres aux bassins fermés ou semi-fermés, similaires aux mouvements d'eau dans une baignoire.

- Période : 1 à 10 minutes
- Amplitude : quelques décimètres
- Effet : mouvements horizontaux pouvant gêner les navires amarrés

Bien qu'elles soient de faible amplitude, les seiches peuvent provoquer des oscillations répétitives affectant la stabilité des amarres et des structures portuaires.[1]

I.2.2 Les courants marins

Les courants sont des déplacements horizontaux de l'eau, générés par :

- Le vent
- Les différences de densité et de température
- La rotation terrestre et les forces gravitationnelles

Types principaux :

1. **Courants généraux** : permanents et à grande échelle, avec peu d'influence sur les petites profondeurs.
2. **Courants de marée** : liés au mouvement des marées et à la gravité.
3. **Courants de houle** : alternatifs et forts en surface, surtout pendant les tempêtes.
4. **Courants côtiers** : influencés par la topographie du fond et l'action du vent.

Ces mouvements horizontaux exercent des forces sur les navires et les structures, et doivent être pris en compte dans le dimensionnement des quais.

I.3 Conclusion

La compréhension des mouvements de la mer – houle, marée, seiches et courants est essentielle pour concevoir des infrastructures portuaires sûres et durables.

Ces phénomènes influencent directement :

- La stabilité des ouvrages
- La répartition des charges dynamiques
- La sécurité des navires

Le prochain chapitre portera sur les différents types de ports et sur les ouvrages qui les composent, en lien avec ces phénomènes maritimes.

Généralité sur les ouvrages maritimes

II.1 Présentation introductive

Dans le cadre des recherches initiales d'un projet de port, diverses configurations d'aménagement sont examinées pour déterminer l'option idéale en termes de technique, d'économie et d'environnement. La réalisation d'un port maritime est une tâche complexe qui requiert la collaboration de plusieurs domaines : l'hydraulique maritime, la géotechnique, le génie civil, la navigation et la logistique.

Ce chapitre présente les concepts de base liés aux ports maritimes, à leurs rôles et aux différentes structures qui les constituent.

II.2 Définition d'un port

Un port est un abri naturel ou artificiel, aménagé sur un littoral maritime, un cours d'eau ou un lac, spécialement développé pour recevoir les navires en toute sécurité.

Il constitue une infrastructure maritime organisée permettant :

- L'accostage, l'amarrage et le stationnement des navires ;
- L'embarquement et le débarquement des passagers ;
- Le chargement et le déchargement des marchandises ;
- Le ravitaillement et l'entretien des bâtiments ;
- La protection contre les agressions naturelles telles que la houle, le vent et les courants.

Sur le plan fonctionnel et stratégique, le port représente un nœud d'interconnexion entre le transport maritime et les réseaux terrestres (routiers, ferroviaires, fluviaux), assurant ainsi la continuité logistique et le transit des flux économiques [1]



Figure II.1: port

II.3 principaux types d'ouvrages des ports

II.3.1 ouvrages extérieurs

Les structures maritimes situées en périphérie du port, appelées ouvrages extérieurs, sont conçues principalement pour protéger les bassins portuaires contre les impacts hydrodynamiques tels que la houle, les courants et, dans certains cas, l'influence du vent.[1]

II.3.1.1 Les jetées

Sont des structures maritimes rigides qui s'étendent vers la mer, conçues pour assurer à la fois la protection du plan d'eau portuaire et l'organisation des mouvements des navires.

Elles ont pour mission principale de réduire l'agitation provoquée par la houle dans les zones de manœuvre et aux postes d'exploitation, en limitant la pénétration de l'énergie des vagues à l'intérieur du port, elles contribuent ainsi à renforcer la sécurité des opérations d'accostage, d'amarrage et de navigation lors de l'entrée et de la sortie du port.

Outre leur rôle hydraulique, les jetées peuvent également servir de voie de circulation pour les véhicules de service portuaire et, dans certains cas, pour le passage des piétons.

On distingue généralement deux catégories de jetées :

- **Les jetées principales** : assurant la protection dominante et structurant l'accès au port ;
- **Les jetées secondaires** : (complémentaires) destinées à optimiser l'abri ou à stabiliser les conditions hydrodynamiques à l'entrée.



Figure II.2 : jetée du port de BEJAIA

II.3.1.2 les digues

Est un ouvrage longitudinal, naturel ou artificiel, généralement constitué de remblais, implanté en mer, le long du littoral ou en bordure d'un cours d'eau.

Sa fonction principale est d'assurer la protection des zones situées en arrière (ports, côtes, basses-terres ou terrains aménagés) contre la submersion, l'action de la houle, des vagues, des courants et les phénomènes d'érosion

On distingue plusieurs types de digues :[4]

II.3.1.2.1 Digues verticales

Est une paroi rigide, monolithique ou assemblée, conçue pour protéger les zones arrière en réfléchissant la majeure partie de l'énergie de la houle, sa masse et sa stabilité limitent la transmission de l'agitation, offrant une protection efficace des ports ou des côtes exposées [4]

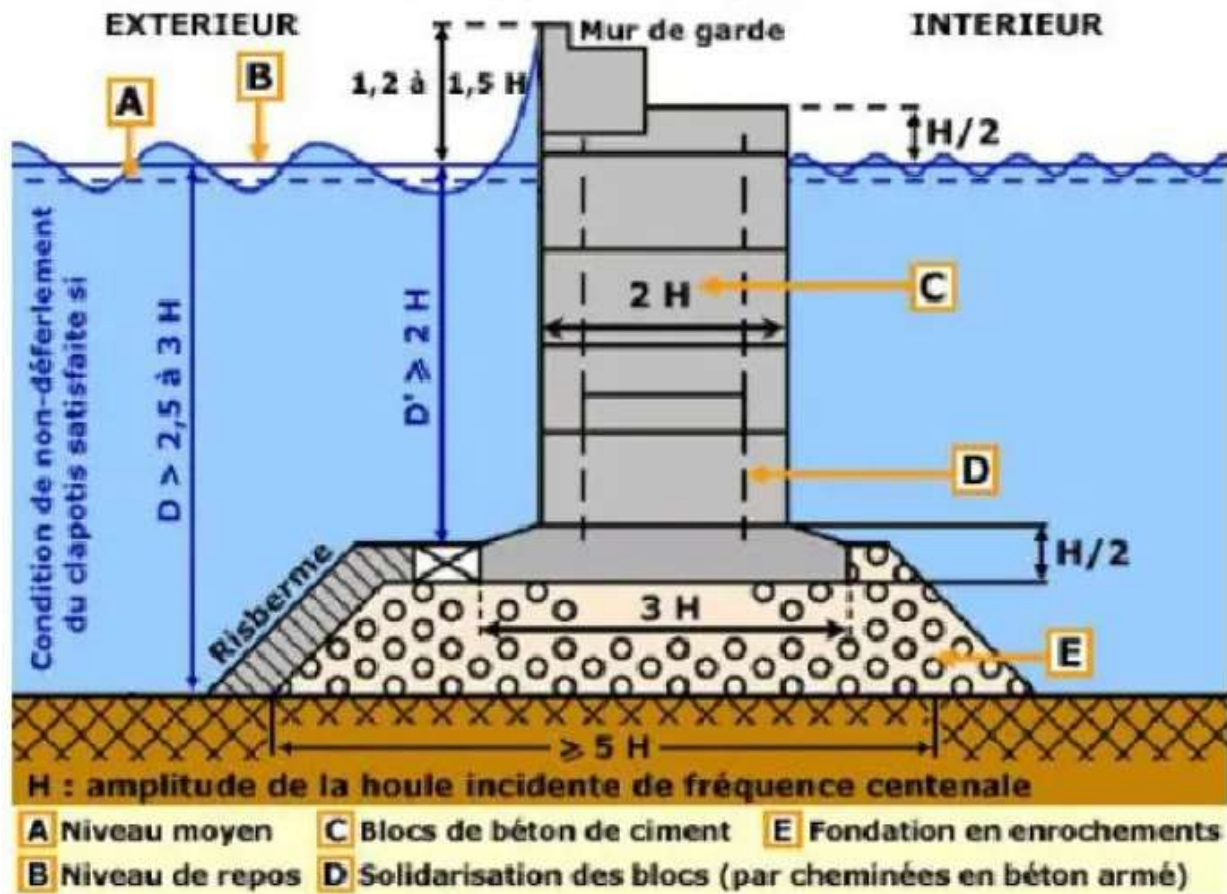


Figure II.3 : Digue verticale

II.3.1.2.2 Digues à talus

Sont des ouvrages de protection de forme généralement trapézoïdale, réalisés à partir de matériaux rocheux et d'enrochements de tailles variées, protégés en surface par une carapace de blocs naturels ou artificiels de plus grandes dimensions.

Leur principe de fonctionnement repose sur la dissipation de l'énergie de la houle par frottement et infiltration de l'eau à travers les vides du massif, malgré cette dissipation, une partie de la houle peut subsister derrière l'ouvrage, soit par transmission à travers la structure, soit par franchissement au-dessus de la digue sous l'effet des vagues et du vent[4]

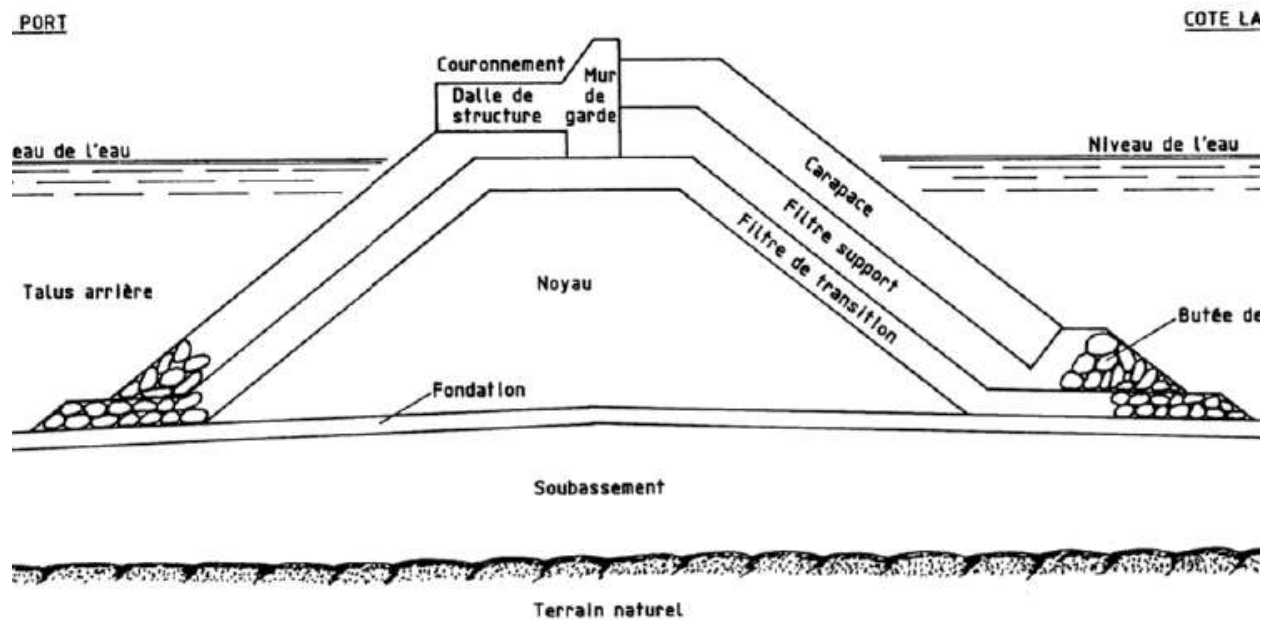


Figure II.4 : Digue à talus

II.3.1.2.3 Digues mixtes

C'est une combinaison entre les deux types de digues précitées, généralement à marée basse elle se comporte comme une digue a talus, et à marée haute comme une digue verticale.

On considère que c'est une digue mixte, lorsque la hauteur d'eau h disponible au-dessus de la berme est inférieure à $1,5H$ (H : hauteur de la houle incidente) [4]

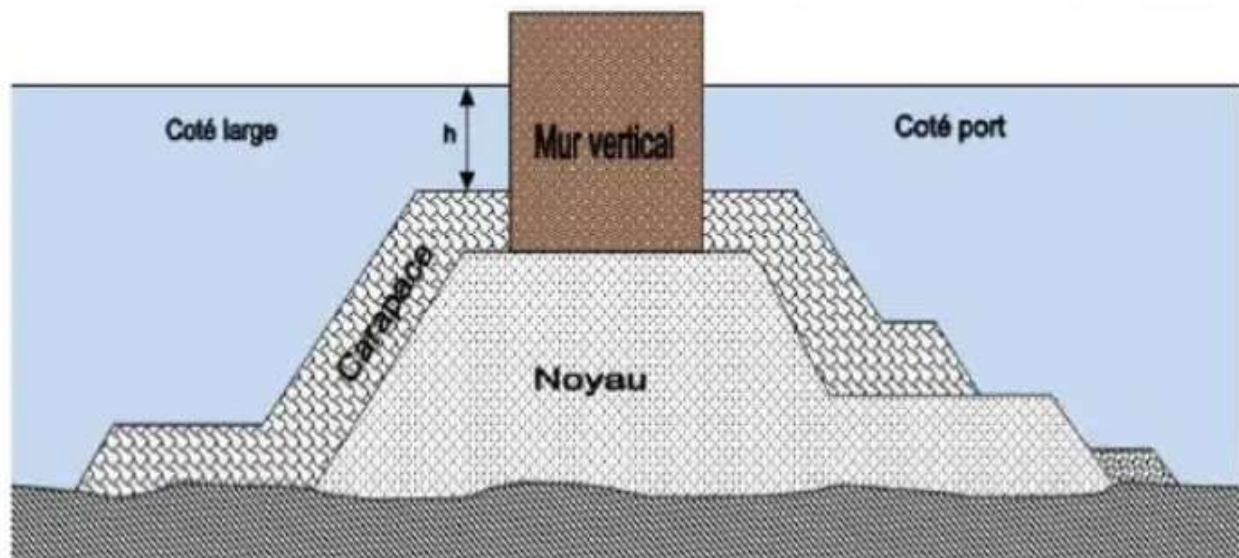


Figure II.5 : digue mixte verticalement

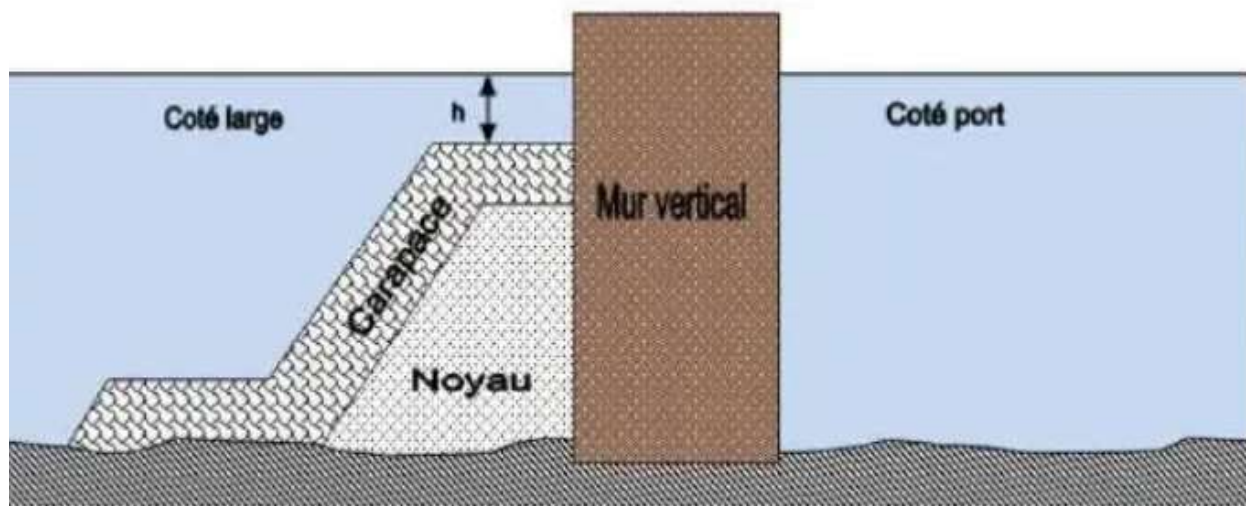


Figure II.6 : digue mixte horizontalement

II.3.2 Les ouvrages intérieurs

Ce sont les structures implantées à l'intérieur du port, destinées à faciliter le stationnement, la circulation et les opérations des navires, on y distingue plusieurs types d'ouvrages selon leur fonction :[2]

II.3.2.1 Appontement

Les appontements sont des ouvrages portuaires destinés à accueillir et à amarrer les navires pour le stationnement, l'embarquement et le débarquement des passagers, ainsi que parfois le chargement et le déchargement des marchandises, ils ne sont pas directement reliés au terrain et servent principalement à faciliter l'approche des navires ou le dépôt de la marchandise.[2]



Figure II.7 : Exemple D'un Appontement

II.3.2.2 Duc d'albe

Il s'agit d'un ensemble de pilotis ou d'un faisceau de poteaux enfoncés dans l'eau (bassin, rivière, port, avant-port ou rade), permettant à un navire de s'y amarrer ou de s'en servir pour se déhaler.



Figure II. 8 : exemple Duc d'Albe

II.3.2.3 Les quais

Les quais sont des plateformes aménagées en continuité avec la terre, situées le long d'un port ou d'une voie navigable.

- Permettre l'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.
- Retenir les terres bordant le plan d'eau.
- Fournir une surface pour le chargement et le déchargement des marchandises, ainsi que pour l'embarquement et le débarquement des passagers. [10]

On retrouve deux grands types de quais :

II.3.2.3.1 Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance

Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre [10]

Parmi ces ouvrages on peut distinguer :

II.3.2.3.1.1 Quais en blocs de béton

Le mur des quais peut être constitué en bloc de béton, préfabriqués, empilés les uns sur les autres. L'empilage peut s'effectuer aussi par assises imbriquées ou par piles juxtaposées, ces assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant



d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. [10]

Figure II.9 : Quai en blocs

II.3.2.3.1.2 Quais en caissons

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux, ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Ils sont en béton armé, ou précontraint. [10]



Figure II. 10 : exemple d'un caisson

II.3.2.3.2 Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance

II.3.2.3.2.1 Quais en rideau de palplanches

Les quais constituent par un rideau de palplanches métalliques encastrées sur un rideau arrière, ils sont utilisés quand le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, qui possède des caractéristiques géotechniques assurant une butée aux pieds du rideau capable d'équilibrer la poussée de remblai, c'est le cas de marnes, sols sableux ou d'argiles suffisamment compactes. [10]

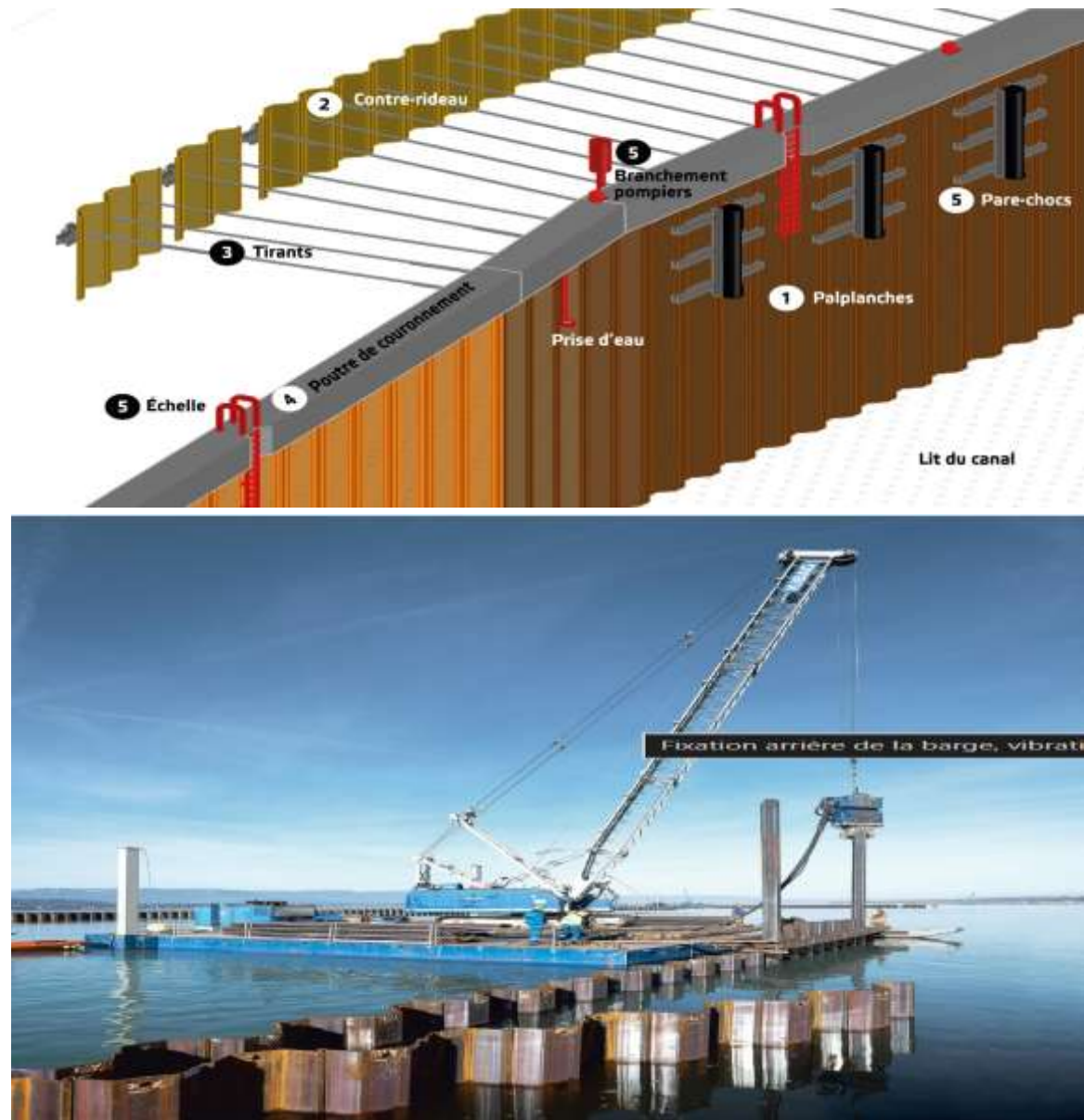


Figure II. 11 : rideau palplanches

II.3.2.3.2 Quais sur pieux

Ce type de quai est constitué d'une plateforme principale formée par une dalle de couronnement en béton armé, reposant sur un ensemble de pieux, ces pieux, généralement en béton ou en acier, sont ancrés dans une couche de sol résistante et ont pour rôle d'assurer la transmission des charges de la structure et des surcharges d'exploitation vers le sol porteur [10]

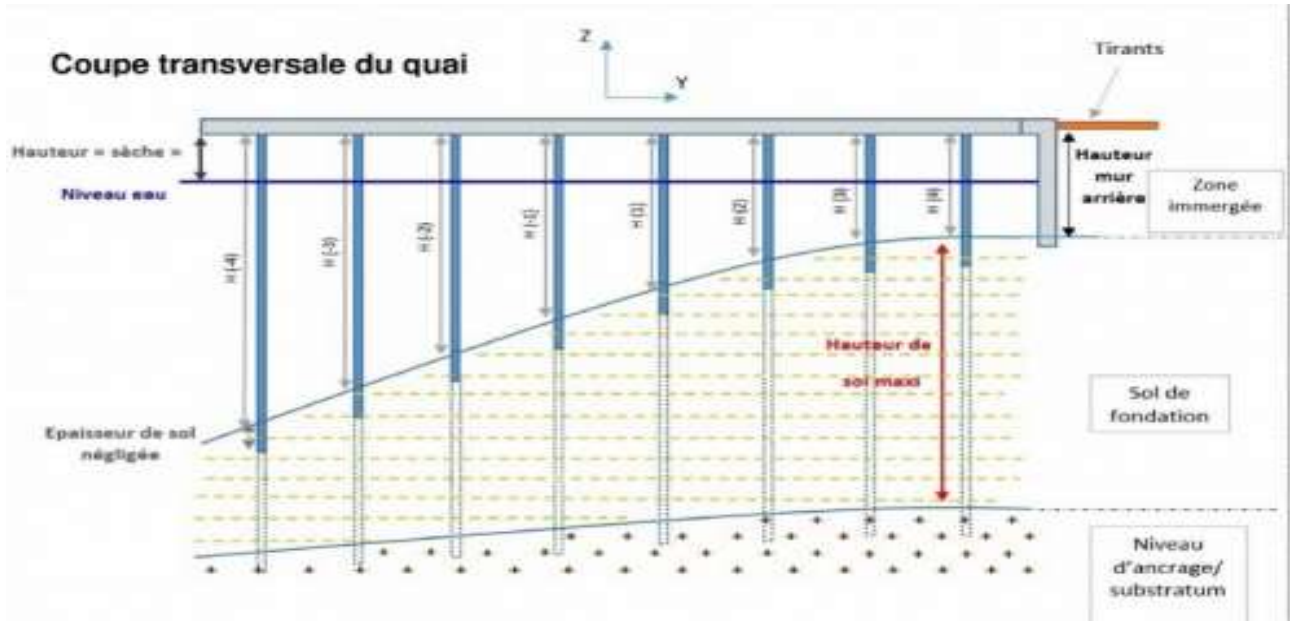


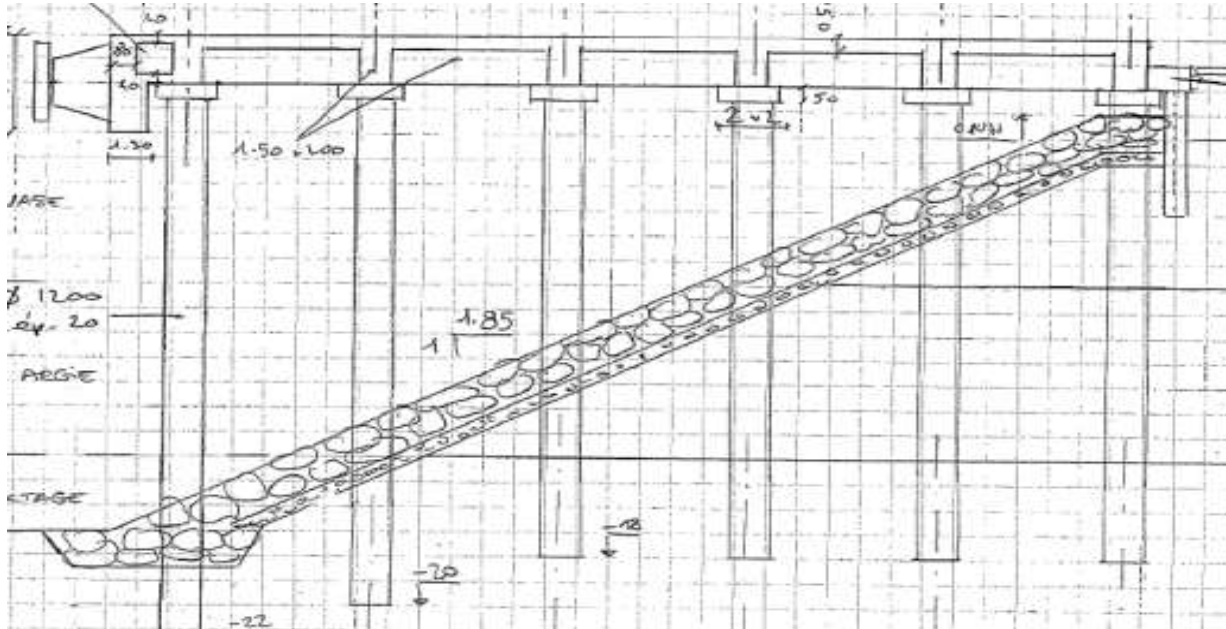
Figure II.12 : Représentation schématique du quai (coupe transversale)

En arrière de la dalle de couronnement, on trouve généralement une dalle de revêtement reposant directement sur un remblai compacté.

Contrairement à la dalle de couronnement, cette dalle n'est pas supportée par des pieux et sert principalement à former le terre-plein portuaire, offrant ainsi une surface destinée à la circulation des engins, des camions et aux opérations de stockage des marchandises.

Entre le fond du bassin et le remblai, un talus est aménagé afin d'assurer une transition stable et continue entre les différents niveaux. Pour maintenir la stabilité de ce talus et éviter tout glissement ou affaissement, des écrans de soutènement, tels que des palplanches ou des pieux, sont installés en tête de talus.

Enfin, des enrochements sont disposés pour protéger la pente contre l'érosion et l'affouillement, garantissant ainsi la pérennité et la sécurité de la structure portuaire.



FigureII.13 : Talus du quai sur pieux

Pour l'amarrage des navires, les bollards installés sur le quai absorbent les efforts horizontaux générés lors de l'accostage, ces dispositifs sont connectés par des câbles ou tirants précontraints à une dalle de fondation ou à un massif d'ancrage situé dans le remblai du terre-plein, cette configuration permet de transmettre efficacement les forces vers le sol, en assurant une répartition sécurisée des efforts et la stabilité de l'ensemble de la structure portuaire



Figure II.14 : Bollard

Afin de protéger la structure du quai lors des manœuvres d'accostage, des systèmes de défense (défenses portuaires en caoutchouc ou en matériaux composites) sont installés le long du bord du quai, ces dispositifs ont pour fonction d'absorber l'énergie du choc des navires et d'éviter tout contact direct avec la structure.



Figure II.15 : Défense cylindrique

Par ailleurs, pour assurer la sécurité des personnes, des échelles de secours sont régulièrement disposées le long du quai, elles permettent aux usagers ou aux membres d'équipage de remonter rapidement sur le quai en cas de chute accidentelle dans l'eau, contribuant ainsi à améliorer la sécurité et l'accessibilité des installations



Figure II. 16 : Echelle de Sécurité

Face aux contraintes d'espace et à l'augmentation progressive du trafic maritime, les ports sont amenés à développer des solutions d'aménagement permettant d'optimiser leurs infrastructures. Parmi ces solutions, les opérations de rempiètement représentent une technique d'ingénierie essentielle pour l'extension des quais et la création de nouveaux terre-pleins portuaires.

II.4 Qu'est-ce qu'un rempiètement ?

II.4.1 Définition

Un rempiètement constitue la reprise en sous-œuvre des fondations d'un mur, d'un bâtiment d'après le dictionnaire Larousse, ce terme est encore largement usité dans certains pays francophones sous cette acception.

Dans le cas de quais, ce terme est employé pour désigner la reprise en sous-œuvre ou le confortement d'un quai existant dans le cas d'un approfondissement de bassin, par extension, le rempiètement désigne aussi un ajout d'ouvrages neufs devant un quai, en interaction ou liaisonnés à celui-ci. [Rempiètement de quais CEREMA]

II.4.2 Les différents types de rempiètement

Les rempiètements peuvent être classés en fonction de l'interaction de la nouvelle structure avec l'ancien quai :

II.4.2.1 La nouvelle structure est éloignée de l'ancien quai

Peu d'impact sur la stabilité ou la résistance du quai existant

II.4.2.2 Le rempiètement présente une interaction limitée avec le quai ancien

Soit le rempiètement reprend une partie des efforts d'appui du quai existant, soit ce dernier sert d'ancrage ou de contre-rideau au rempiètement, bien que dépendantes, les structures peuvent être calculées séparément ;

II.4.2.3 Le rempiètement est interdépendant avec l'ancien quai

La dépendance entre les deux structures est si forte qu'il n'est pas possible de calculer les 2 structures séparément.

Appliqué et associé à la classification des différents types de quai, ce mode de classement permet de déterminer les études à réaliser pour dimensionner la nouvelle structure. [Rempiètement de quai CEREMA]

II.4 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de poser les bases nécessaires à la compréhension des ouvrages portuaires et du rempiètement, dans le chapitre suivant, nous présenterons notre projet ainsi que les données et considérations techniques essentielles à sa conception

PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES

III.1 Introduction

Chaque projet d'ingénierie repose sur une planification rigoureuse et une compréhension claire des enjeux qui l'entourent, l'étude que nous entreprenons s'inscrit dans cette démarche, visant à structurer et organiser toutes les étapes nécessaires à une analyse précise et fiable.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les données principales relatives au projet.

III.2 Port De Bejaia

III.2.1 Historique

L'histoire du port de Béjaïa ne commence pas avec la construction des quais modernes du XIXe siècle, car le site est utilisé depuis des milliers d'années, dès l'Antiquité, les navigateurs phéniciens ont choisi cet endroit pour sa baie bien protégée des tempêtes, ce comptoir commercial, nommé Saldae à l'époque, était un point de rencontre important pour échanger des marchandises avec les populations locales, plus tard, les Romains ont continué à utiliser ce port pour exporter les richesses agricoles de la région.

Cette longue tradition maritime a perduré jusqu'à l'époque moderne, bien que les premiers travaux portuaires structurés, tels que nous les voyons aujourd'hui, aient débuté en 1834, ils se sont installés sur un site dont l'intérêt stratégique était reconnu depuis l'Antiquité. Le développement des jetées de protection en 1870, puis la construction du port marchand en 1911, ont permis d'adapter les infrastructures aux besoins croissants de l'époque.

Au XXe siècle, le port a changé de dimension en devenant un pôle industriel majeur. Entre 1958 et 1960, des installations spéciales ont été créées pour accueillir les pétroliers, la mise en service de l'oléoduc venant de Hassi Messaoud en 1959, et le premier chargement d'un navire pétrolier le 1er décembre de la même année, ont transformé le port en un point stratégique pour l'énergie, c'est en s'appuyant sur cette riche histoire et sur cette forme naturelle exceptionnelle de la côte que s'inscrit notre projet actuel de rempiètement, qui vise à améliorer les quais pour les besoins d'aujourd'hui.



Figure III.1 : ancienne photo du port de BEJAIA.

III.2.2 Situation Géographique

Le port de Bejaia est situé à une Latitude Nord $36^{\circ}45'24''$ et une longitude Est $05^{\circ}05'50''$. Son positionnement au cœur de la méditerranée occidentale et au centre de la côte algérienne présente une originalité économique et une place de choix sur les routes maritimes.

Le port de Béjaïa jouit d'une situation géographique privilégiée. Bien protégé naturellement, sa rade est l'une des plus sûres.

Le port est situé dans la baie de la ville de Béjaïa, le domaine public artificiel maritime et portuaire est délimité suite à l'arrêté n° 93/1015/DRA, de Monsieur le Wali de Béjaïa, ainsi : [15]

- Au nord par la RN9.
- Au sud par les jetées de fermeture et du large sur une longueur de 2.750 m.
- A l'est par la jetée Est.
- A l'ouest par la zone industrielle de Béjaïa



Figure III.2 : Port de Bejaia

III.2.3 Infrastructure

Le port s'étale sur une superficie totale de 79 hectares. Sa surface d'entreposage s'étale sur 422.000 m² dont 17.500 m² couverts, il dispose d'environ 3235 ml de quai, répartis entre 16 postes à quai pour navires de marchandises générales, 03 postes à quai pour navires pétroliers, 02 postes RO/RO et 01 poste gazier.

Le port est composé de trois bassins :

Bassin de l'Avant-Port : sa superficie est de 75 hectares et ses profondeurs varient entre 10,5 m et 13,5 m. Disposant d'installations spécialisées, l'avant-port est destiné à traiter les navires pétroliers.

Bassin du Vieux Port : sa superficie est de 25 hectares et ses profondeurs de quai varient entre 8 et 9 m.

Bassin de l'Arrière Port : Sa superficie est de 55 hectares et ses profondeurs varient entre 10,5 m et 12 m.

Afin de situer le projet dans son contexte technique et géographique, le **Tableau III.1** regroupe les caractéristiques géométriques et l'emplacement des différents quais constituant le port de Béjaïa.[15]

Tableau III.1 : Les différents quais du port de Bejaia

Nom du Quai	N° des postes	Bassins	Profondeur (m)	Longueur (ml)
Quai pétrolier	P01 a P03	Avant-Port	11.5 à 13.5	250 ;260 ; 260
Quai centrale	P06 a P07	Vieux Port	8.00	98.00
Quai nord-ouest	P09 a P11	Vieux Port	8.00	273.00
Quai de la casbah	P12 a P13	Vieux Port	8.00	257.00
Quai de la passe casbah	P14	Passe Casbah	8.50	146.00
Quai sud-ouest	P15 a P16	Arrière Port	10.00	230.00
Quai de la gare	P17 a P19	Arrière Port	10.00	530.00
Nouveau Quai	P20 a P24	Arrière Port	12.00	750.00

III.3 Présentation du projet

III.3.1 Objectif du projet

Notre projet a pour objectif l'étude de rempiètement et reprise des dégradations des quais de la Casbah et de la Passe Casbah, qui fait partie du bassin du vieux port de commerce de Bejaia.

III.3.2 Situation du projet

La zone du projet est située au niveau du bassin du vieux port de commerce de Bejaia.



Figure III.3 : Plan de situation du projet

III.3.2.1 Quai de la Casbah

L'ouvrage se définit comme un quai poids d'une longueur totale de 257 mètres, fondé sur un système d'empilement de blocs artificiels en béton préfabriqué, la structure est composée d'éléments massifs d'une hauteur individuelle de 2,40 mètres, pour optimiser la stabilité de l'ouvrage face

aux sollicitations horizontales, les piles de blocs présentent une inclinaison de 5 % (soit un fruit de 1/20) vers l'arrière, la partie supérieure est finalisée par une poutre de couronnement arasée à la cote +2,30 m, tandis que la darse offre un tirant d'eau de 9,00 mètres, garantissant ainsi une profondeur suffisante pour les manœuvres et le stationnement des navires de projet.

III.3.2.1.1 Données sur les navires fréquentant le quai

La mole Casbah comprend deux postes d'amarrage (postes n°12 et n°13), ces postes sont principalement destinés à l'accueil des navires de marchandises générales.

Les navires fréquentant le quai de la Casbah peuvent atteindre une longueur d'environ 180 m avec un tirant d'eau de 7,30 m.

En plus des cargos conventionnels, ce quai peut également recevoir d'autres types de navires, notamment :

- Des **porte-conteneurs**,
- Des **navires céréaliers**,
- Des **navires RO-RO** (Roll-on/Roll-off).

III.3.2.1.2 Données sur les équipements

Les équipements existant sur le quai de la CASBAH sont cités sur le tableau Suivant :

Tableau III.2 : Les équipements du quai de la Casbah

Bollards	Défenses	Échelles
08	15	01

III.3.2.1.3 Historique du quai

Le mur de ce quai est un ouvrage-poids massif de type mur en blocs, composé d'un empilement de blocs en béton préfabriqués, la partie supérieure de l'ouvrage est constituée d'une plateforme de circulation d'une largeur totale de 27,36 m, conçue pour supporter les contraintes liées aux activités portuaires, sa structure multicouche assure à la fois la stabilité de l'assise et la pérennité du revêtement.

La structure est assise sur un remblai massif en Tout-Venant de Carrière (TVC 1-250 kg).

Le quai est finalisé par une chaussée portuaire à haute résistance, structurée comme suit :

- **Dalle de roulement** : Un revêtement en Béton Armé (BA) d'une épaisseur de 0,30 m, réparti en dalles modulaires de 5,0 x 5,0 m, ce calepinage permet de limiter les risques de fissuration thermique.
- **Assise de chaussée** : Une couche de fondation en GNT 0-40 mm (Grave Non Traitée),

- **Assainissement et Drainage :** Afin d'éviter toute stagnation d'eau, une pente transversale de 0,5 % est appliquée sur l'ensemble de la plateforme.

Les caractéristiques géométriques et le système de fondation de l'ancien quai sont représentés sur la coupe du profil type ci-après :

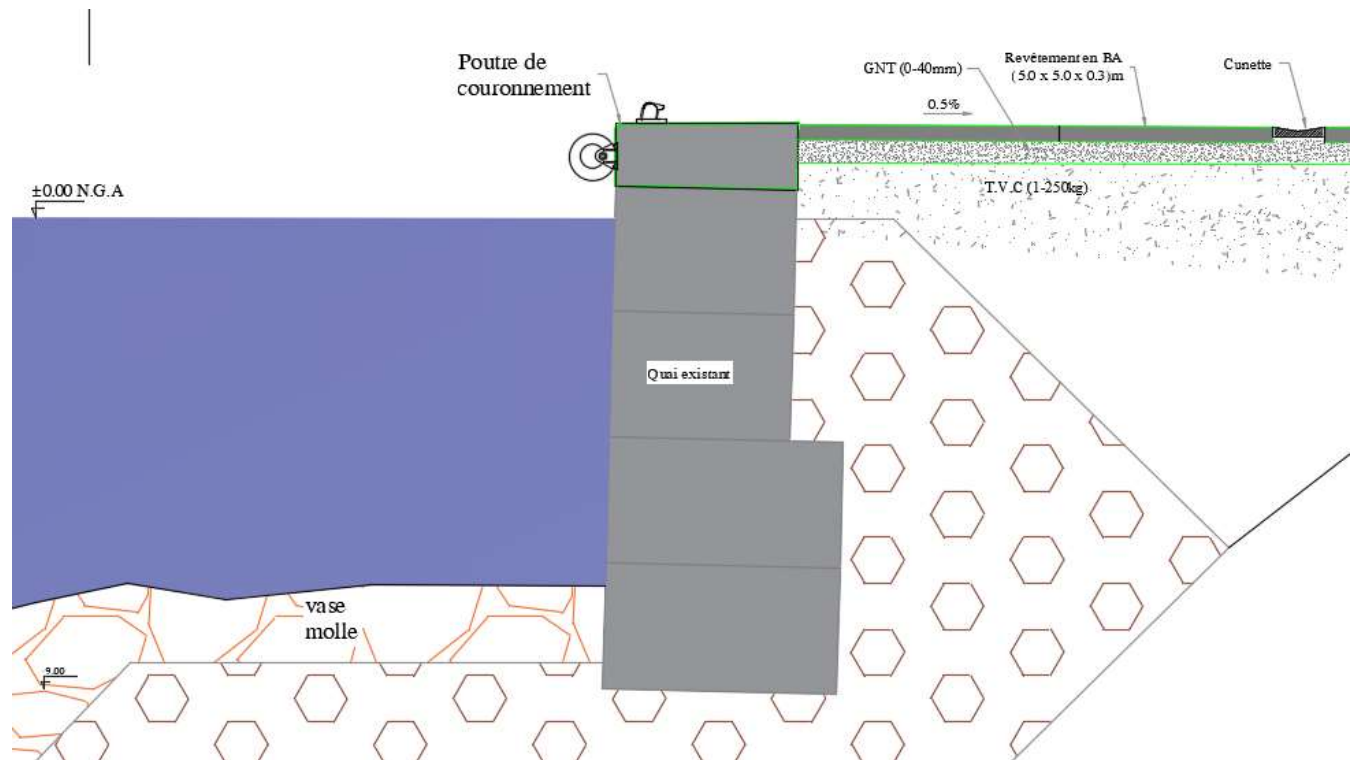


Figure III.4 : Quai de la casbah

III.3.2.2 Quai de la Passe Casbah

L'ouvrage projeté consiste en un quai à parois verticales d'une longueur totale d'environ 147 mètres, conçu selon une structure en piles de blocs artificiels préfabriqués en béton, l'empilement est constitué de blocs massifs présentant chacun une hauteur unitaire de 2,60 mètres, afin d'assurer une meilleure stabilité structurelle et de compenser les efforts de poussée, les piles de blocs sont réalisées avec une inclinaison de 5 % (soit un fruit de 1/20) par rapport à la verticale, en partie supérieure, l'ouvrage est parachevé par un couronnement arasé à la cote +2,30 m, tandis que la configuration du bassin offre un tirant d'eau d'environ 10,00 mètres, permettant ainsi l'accostage sécurisé des navires de fort tonnage

III.3.2.2.2 Données sur les navires fréquentant le quai

Le quai de la Passe Casbah comprend un seul poste d'amarrage (poste n°14), ce poste à quai est principalement destiné à l'accueil des navires de marchandises diverses.

Les navires fréquentant le quai de la Passe Casbah peuvent atteindre une longueur d'environ **137 m** avec un tirant d'eau de **8,30 m**.

III.3.2.2.3 Données sur les équipements

Les équipements existant sur le quai de la PASSE CASBAH sont cités sur le tableau suivant :

Tableau III.3 : Les équipements du quai de la Passe Casbah

Bollards	Défenses	Échelles
05	09	01

III.3.2.2.4 quai de la passe casbah

Le Quai de la Passe se caractérise par une structure de type écran de soutènement.

Sa conception repose sur une organisation géométrique rigoureuse permettant de stabiliser la plateforme portuaire, l'ouvrage est fondé sur un système de palplanches existantes dont la fiche est établie à la cote -13,00 m N.G.A.

La partie supérieure de l'ouvrage forme une plateforme de circulation d'une largeur totale de 34,6 m à partir du front d'accostage, dédiée aux flux de marchandises et aux manœuvres d'engins lourds. L'ensemble de la structure est assis sur un remblai massif en Tout-Venant de Carrière (TVC 1-250 kg).

Le quai est finalisé par une chaussée portuaire à haute résistance, adaptée aux contraintes du site :

- **Dalle de roulement** : Un revêtement en Béton Armé (BA) d'une épaisseur de 0,30 m, réparti en dalles modulaires de 5,0 x 5,0 m.
- **Assise de chaussée** : Une couche de fondation en GNT 0-40 mm (Grave Non Traitée) assure la transition entre le remblai TVC et la dalle.
- **Assainissement et Drainage** : Afin d'éviter toute stagnation d'eau, une pente transversale de 0,75 % est appliquée sur l'ensemble de la plateforme.

Les caractéristiques géométriques et la structure de l'ouvrage existant au niveau de la Passe sont illustrées sur le profil type ci-après :

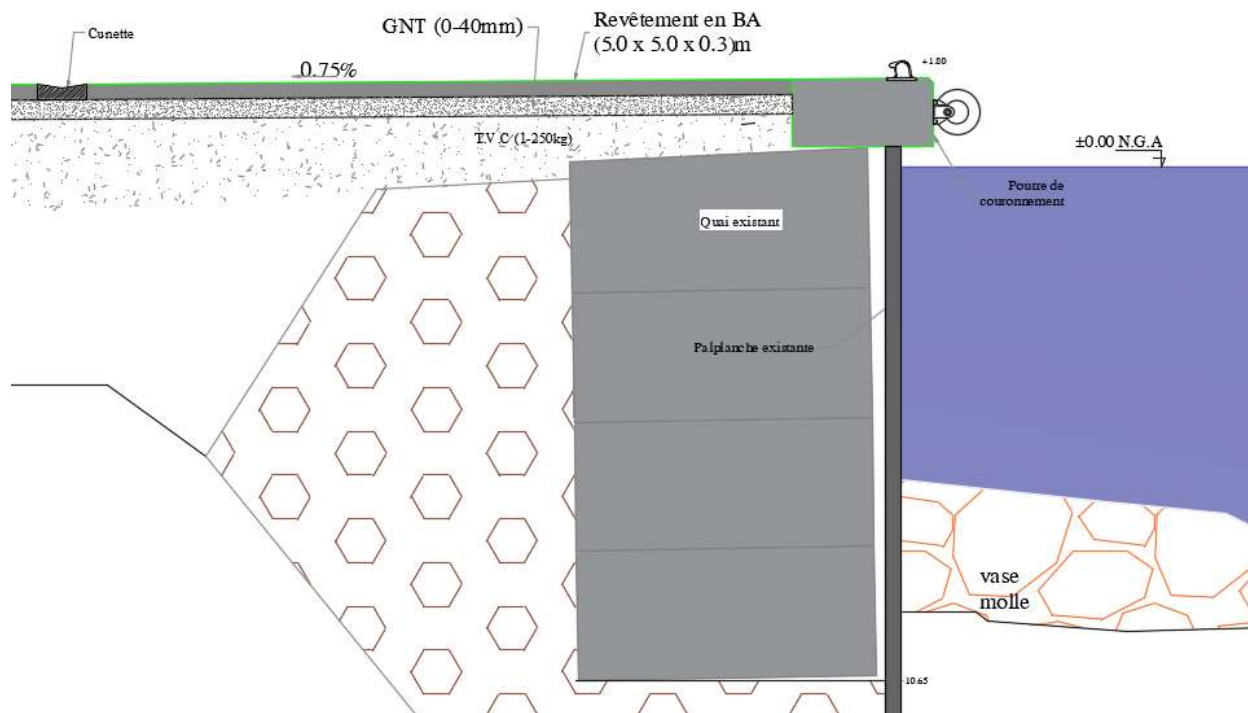


Figure III.5 : Coupe transversale du profil type du Quai de la Passe

III.4 Données météorologiques

III.4.1 Climat et pluviométrie

Les données pluviométriques recueillies sur une durée de 18 ans (1969-1986) par la station de l'ONM de Bejaia nous fournissent les valeurs moyennes suivantes :

- Pluviométrie : 798mm/ans
- Evapotranspiration potentielle : 1154 mm/ans
- Températures : 18,6⁰ C

III.4.2 Les vents

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

- **Régime hivernal : Octobre – Avril**

Il se caractérise par la nette prédominance des vents du secteur Sud-Ouest et Ouest, le mois de Janvier est le plus représentatif de ces vents, 8% de ces vents ont une vitesse $V > 16\text{m/s}$ soit 31 nœuds.

- **Régime estival : Mai – Septembre**

La prédominance des vents Nord Est et Est n'est nette que durant le mois de Juillet et Août.

III.5 Données océanographiques

III.5.1 Maree et les variations du niveau d'eau

L'amplitude des marées sur la côte algérienne est faible, l'exploitation de différentes sources par le LEM (1999) a permis d'établir le tableau suivant qui présente les différents niveaux d'eau enregistrés le long de la côte algérienne :

Tableau III.4 : Niveaux d'eau le long de la cote algérienne

Références	Niveau
Niveau maximum	+ 50 cm NGA
Moyenne haute mer de vive-eau	+10 cm NGA
Moyenne basse mer	-10 cm NGA
Niveau minimum	-34 cm NGA

III.5.2 Agitation au niveau du site de projet

L'impact de ces phénomènes est considéré comme minime pour le projet, étant donné que l'agitation reste faible dans le bassin du vieux port.

III.6 Données sismiques

Selon règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008, la zone d'étude fait partie de la Zone **IIa**.

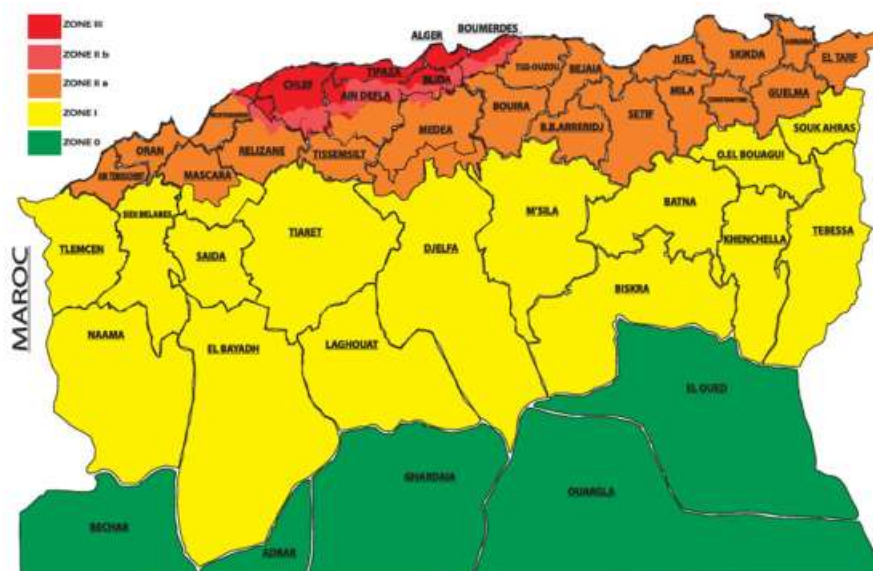


Figure III.6 : Carte de zonage sismique du territoire national.

III.7 Données géologiques

La géologie du port de Bejaia se caractérise principalement par :

- **Dépôts alluvionnaires anciens et récents** : basses terrasses, sables et argiles vaseuses provenant de la vallée de la Soummam ;
- **Dépôts marins** : vases, argiles, limons, sables, graviers, galets et blocs ;
- **Faciès marno-schisteux** : comprenant de nombreuses lentilles de conglomérats, présents sur la bordure sud du Djebel Gouraya, datant de l'âge sénonien

III.8 Conclusion

En conclusion, l'aménagement de la zone Casbah au sein du port de Béjaïa repose sur une dualité structurelle adaptée aux exigences de l'exploitation portuaire moderne.

D'une part, le Quai de la Casbah (257 ml) s'inscrit dans une conception traditionnelle de type quai-poids. Sa structure, formée par un empilement de blocs massifs inclinés à 5 % et assise sur un remblai en Tout-Venant (TVC), privilégie la stabilité gravitaire pour offrir un tirant d'eau de 9,00 m.

D'autre part, le Quai de la Passe Casbah (147 ml) fondé sur un système de palplanches existantes descendant à la cote -13,00 m, il permet d'atteindre une profondeur plus importante de 10,00 m pour l'accueil de navires de plus fort tonnage.

Investigations techniques et état des lieux des quais existants

IV.1 Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est d'évaluer l'état actuel du quai, afin de déterminer dans quelle mesure l'ouvrage existant remplit ses fonctions structurelles et de service, cette analyse permettra d'identifier les éventuelles dégradations et de proposer les travaux nécessaires pour y remédier, tout en améliorant son niveau de service

IV.2 Etat Actuel Des Quais

Mis en service dès 1910, les ouvrages du vieux port de Béjaïa s'étendent sur un linéaire total de 628 m, réparti en trois sections :

Le **quai de la Casbah** (257 m) dédié aux car-ferries,

Le **quai central** (98 m) polyvalent,

Le **quai nord-ouest** (273 m) destiné au commerce.

Construits à l'origine en blocs de maçonnerie et maintenus sans aucun renforcement depuis plus d'un siècle, ces quais présentent des signes de fatigue structurelle avancés, selon l'expertise réalisée par le **LTPEst**, des désordres importants tels que des cavernes, des tassements et des éclatements de béton témoignent d'une dégradation majeure nécessitant une intervention urgente

Il est à noter que la longueur du quai de la Casbah après le réaligement du quai central est de 244 ml, et celle du poste 14 est de 146,56 ml.

Au cours de l'année 2017 l'Entreprise Portuaire de Bejaïa a inscrit dans son programme d'investissement la première phase du confortement du quai sur 28 ml

Et la réalisation du poste RO/RO à l'angle sur un linéaire de 30 mètres.

De ce qui précède les travaux restent à réaliser concerne le confortement de 186ml du quai de la Casbah ainsi que le poste 14 sur un linéaire de 146 m.

IV.3 Les diagnostics du quai de la casbah (poste 12,13)

IV.3.1 Inspection aérienne

- État général de la surface de la dalle de couronnement en béton armé présente des dégradations superficielles.
- Béton éclaté causé par la corrosion des armatures
- Vieillessement des défenses d'accostage présentant des fissures et des déformations excessives dues aux poussées des navires.
- Parement du quai présentant un déchaussement des pierres de maçonneries constituant les blocs, avec présence de fissures et de petites cavités.



Figure IV.1 : Fissuration, scarification et tassement du béton

IV.3.2 Inspection sous-marine

L'inspection sous-marine par l'équipe de plongée sous-marine a permis de relever les dégradations et les anomalies suivantes :

- Présence de joints ouverts de haut en bas laissant apparaître des cavités.
- Présence de cavités importantes au niveau du mur en maçonnerie le long du quai.
- Présence d'affouillement à divers endroits le long du poste 12 et 13.
- Détachement de moellons du bloc laissant apparaître des cavités le long du quai.
- Empilement des blocs, moellons complètement détachés des blocs au niveau des postes 12 et 13.
- Présence de cavités importantes sur le mur en maçonnerie du quai.



Figure IV.2 : Présence d'une cavité

IV.4 Les diagnostics du quai de la passe casbah (poste 14)

IV.4.1 Inspection aérienne

- Présence de fissures profondes sur le quai en béton armé.
- Cassure de la poutre en béton N°2 suites aux chocs des navires.
- Dégradations du béton, au niveau du nez de quai avec apparition des aciers dans certains endroits, dues à des chocs de navires.
- Toutes les défenses d'accostage ne remplissent pas leur rôle en raison de leur conception qui n'est pas adaptée pour un quai qui reçoit des navires de grand tonnage.
- La pose de ces défenses a entraîné la mise à nu des armatures du nez de quai pour pouvoir accrocher ces défenses aux armatures. Ce qui expose ces armatures aux intempéries.



Figure IV.3 : Fissure profonde d'un élément en béton

IV.4.2 Inspection sous-marine

L'inspection sous-marine a permis de relever les dégradations et les anomalies suivantes :

- Présence de crevasses au niveau de certains endroits de la palplanche.
- Dépôts de ferrailles, câbles électriques et autres au fond du quai.
- Déformations d'ensemble dues aux tassements apparus lors du levé bathymétrique.
- Décalages ou disjonctions importants des blocs les uns par rapport aux autres.



Figure IV.4 : Ferrailles, câbles électriques reposent au fond du quai

À la suite des relevés effectués sur site, une inspection détaillée a permis de recenser les différentes pathologies affectant les structures du quai, le tableau suivant présente une synthèse des désordres structurels identifiés, en précisant pour chaque élément sa nature, sa position, sa localisation précise ainsi que ses dimensions caractéristiques

Tableau IV.1 : Inventaire des désordres structurels identifiés sur le quai

N°	Désignation	Position	Localisation	Dimensions (m)
1	Cavité	P1 (+2.50 m)	A partir de 6.10 m de profondeur	h = 0.60 l = 5.00 pr = 0.35
2	Parement dégradé	P2 (+1.00 m)	Entre -0.20 et -1.40	h = 1.20 l = 3.50
3	Cavité	P3 (+2.20 m)	A partir de 2.10 m de profondeur	h = 2.00 l = 1.20 pr = 0.65
4	Parement endommagé	De P3 (+7.50 m) à P4	A partir de 2.30 m de profondeur	h = 2.85 l = 2.50 à la base et 0.50 au sommet pr = 1.05
5	Parement endommagé (cavité)	De P4 (+8.00 m) à P5 (+3.60 m)	Entre le niveau 0.00 et -4.50	h = 4.50 l = 5.60 à la base et 3.00 au sommet

N°	Désignation	Position	Localisation	Dimensions (m)
				pr = 0.75 à 1.00
6	Cavité	P5 (+5.20 m)	A partir de 1.90 m de profondeur	h = 1.85 l = 1.85 pr = 0.65
7	Ecart entre blocs (sous forme de « L »)	Hz : P6 (+0.80 m)	A partir de 2.60 m de profondeur	h = 0.60, l = 3.25, pr = 0.35
		Verti. : P6 (+2.80 m)	A partir de 0.20 m de profondeur	h = 2.65, l = 0.65, pr = 1.00
8	Ecart entre blocs	P6 (+8.00 m)	Entre le niveau 0.00 et -3.10	h = 3.10 l = 0.45 pr = 1.00
9	Cavité	P7	A partir de 0.40 m de profondeur	h = 1.20 l = 0.45 pr = 0.45

N°	Désignation	Position	Localisation	Dimensions (m)
10	Cavité	De P6 (+9.70 m) à P7 (+0.50 m)	A partir de 2.50 m de profondeur	h = 0.50 l = 0.80 pr = 0.35
11	Cavité	P7 (+7.80 m)	A partir de 1.20 m de profondeur	h = 1.40 l = 1.20 pr = 0.90
12	Cavité	P8 (+7.90 m)	A partir de 0.80 m de profondeur	h = 2.10 l = 0.50 pr = 0.40
14	Cavité	P9 (+4.60 m)	A partir de 4.50 m de profondeur	h = 1.35 l = 3.00 pr = 0.60
15	Cavité	P10 (+3.00 m)	A partir de 3.10 m de profondeur	h = 1.00 l = 0.65

N°	Désignation	Position	Localisation	Dimensions (m)
				pr = 0.45
16	Cavité	P15 (+6.50 m)	A partir de 1.30 m de profondeur	h = 0.50 l = 1.50 pr = 0.45
17	Cavité	De P16 (+8.00 m) à P17 (+0.55 m)	A partir de 0.10 m de profondeur	h = 1.00 l = 2.00 pr = 1.00
18	Cavité	P21 (+6.50 m)	Entre les niveaux - 0.40 et +0.20	h = 0.60 l = 1.20 pr = 0.50
19	Cavité	P21 (+7.90 m)	A partir de 2.40 m de profondeur	h = 0.60 l = 1.00 pr = 0.40
20	Cavité	De P20 (+9.55 m)	Entre les niveaux	h = 0.45

N°	Désignation	Position	Localisation	Dimensions (m)
		à P21 (+2.40 m)	0.00 et -0.45	l = 2.85 pr = 0.55
21	Cavité	P21 (+1.25 m)	A partir de 1.80 m de profondeur	h = 1.50 l = 0.95 pr = 0.65
22	Cavité	P22 (+0.85 m)	Entre les niveaux +0.10 et -0.75	h = 0.85 l = 1.00 pr = 1.00
23	Parement endommagé (cavité)	De P23 (+9.00 m) à P24 (+4.00 m)	Entre les niveaux +0.20 et -2.70	h = 2.90 l = 5.00 pr = 0.25
24	Parement endommagé (cavité)	De P24 (+9.10 m) à P25 (+3.00 m)	Entre les niveaux 0.00 et -4.80	h = 4.80 l = 3.90 pr = 1.20

IV.5 Conclusion

L'évaluation de l'état structurel des ouvrages a révélé une situation critique. Les nombreuses pathologies relevées lors des inspections sous-marines, notamment la présence de cavités importantes, l'affouillement au pied des structures et le détachement des moellons, témoignent d'une dégradation avancée qui compromet la stabilité globale de l'infrastructure, l'absence de renforcement depuis la mise en service en 1910 a laissé les blocs de maçonnerie vulnérables aux actions hydrodynamiques et à l'évolution du trafic.

Par conséquent, des travaux de confortement urgents s'avèrent impératifs pour garantir la sécurité des opérations portuaires, dans cette optique, la solution retenue consiste à stabiliser et à moderniser la structure existante par une technique de rempiètement, cette approche permettra de créer une nouvelle façade d'accostage répondant aux exigences techniques, tout en pérennisant l'ouvrage historique, les critères de conception ainsi que les détails de cette variante de confortement sont développés dans le chapitre suivant.

Caractérisation et synthèse des Résultats de la campagne Géotechnique

V.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats issus de la campagne de reconnaissance géotechnique (essais in situ et essais de laboratoire) réalisée pour le projet d'aménagement des postes 12, 13 et 14 du port de Béjaïa, l'objectif est de définir les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques du sol support

V.2 Campagne de reconnaissance géotechnique

V.2.1 Contenu de la campagne

Les investigations géotechniques s'avèrent impératives pour la conception des ouvrages sur fondations profondes et des quais sur pieux, elles représentent, par ailleurs, une phase déterminante dans le dimensionnement des structures de soutènement.

Les travaux d'investigation géotechnique réalisés au niveau de la zone d'étude sont les suivants :

- Quatre (04) sondages carottés notés SC02, SC03, SC04, SC05, dont deux (02) sondage seront réalisé au niveau du quai de la Casbah et les deux (02) autres au niveau du quai de la passe Casbah.
- Deux (02) sondages pressiométriques notés Pr2, Pr3 un sondage sera planté au milieu des sondages carottés sur le quai de la Casbah, et l'autre sur le quai de la Passe Casbah, avec mesure des paramètres pressiométriques (P1* et EM) chaque 2 m.

V.2.2 plan d'implantation des sondages

La **Figure V.1** présente l'implantation précise des différents points de sondage (SC et PR) effectués sur le site, combinant une vue en plan aérienne de la zone d'étude et une prise de vue directe montrant l'état de surface du quai.



Figure V.1 : plan d'implantation des sondages

V.3. Caractéristiques Mécaniques In Situ

(Essais Pressiométriques)

Les résultats des essais pressiométriques réalisés sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sondage pressiométrique Pr3 :**

Tableau V.1 : résultats pressiomètres

Sondage Pr3	Profondeur (m)	Module pressiométrique (Em) en bars	Pression limite (Pl) en bars	Rapport (E/Pl)
X : 0686218 Y : 4069077	0-12	Remblais et béton		
	12	158.5	9.3	17.043
	14	173.6	13.8	12.579
	16	186.4	11.4	16.350
	18	293.5	11.7	25.085
	20	314.2	17.8	17.651
	22	368.6	13.0	28.353
	24	346.4	16.7	20.742
	26	476.8	18.3	26.054
	28	486.4	17.6	27.636
	30	259.6	23.5	11.046
	32	477.1	21.1	22.61
	34	619.3	20.9	29.631
	36	367.6	22.7	16.193
	38	349.4	22.8	15.324
	40	864.6	56.6	15.275
	42	1139.3	50.0	22.786
	44	597.1	53.8	11.098

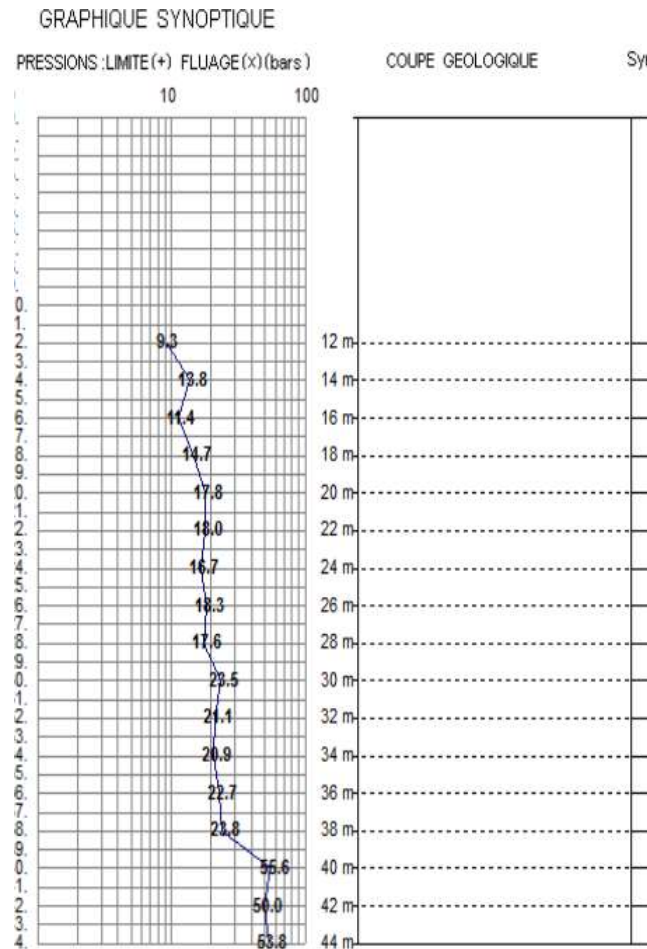


Figure V.2 : Profil Pressiométrique Pr3

V.3.1 Interprétation pressiométrique

- **Horizon 1 (12-30 m) :** Bien que la pression limite ($Pl = 18,3$ bars) soit suffisante pour assurer un bon ancrage de la fondation projetée, cet horizon reste hétérogène pour des structures plus lourdes.
- **Horizons 2 et 3 (> 30 m) :** Les valeurs de Pl augmentent significativement, dépassant 21 bars puis 50 bars.

Ces résultats désignent sans équivoque le substratum marneux comme la couche d'ancrage idéale (couche porteuse), garantissant une stabilité optimale pour le futur ouvrage

V.3.1.1 Lithologie des sondages



Figure V.3 : lithologie du site

• Sondage pressiométrique Pr2

Les résultats des essais pressiométriques sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : résultats pressiomètres

Sondage Pr2	Profondeur (m)	Module pressiométrique (Em) en bars	Pression limite (Pl) en bars	Rapport (E/Pl)
X : 0686218 Y : 4069077	0-16	Remblais et béton		
	16	11.6	2.3	5.043
	18	121.1	10.7	11.317
	20	164.9	9.9	16.656
	22	99.6	6.1	16.327
	24	98.7	6.6	14.954
	26	62.9	5.7	11.035
	28	222.4	12.7	17.511
	30	348.9	14.8	23.574
	32	196.4	12.9	15.224
	34	256.0	26.7	9.5880
	36	327.2	35.5	9.2169
	38	360.3	38.4	9.3828
	40	486.9	39.7	12.264

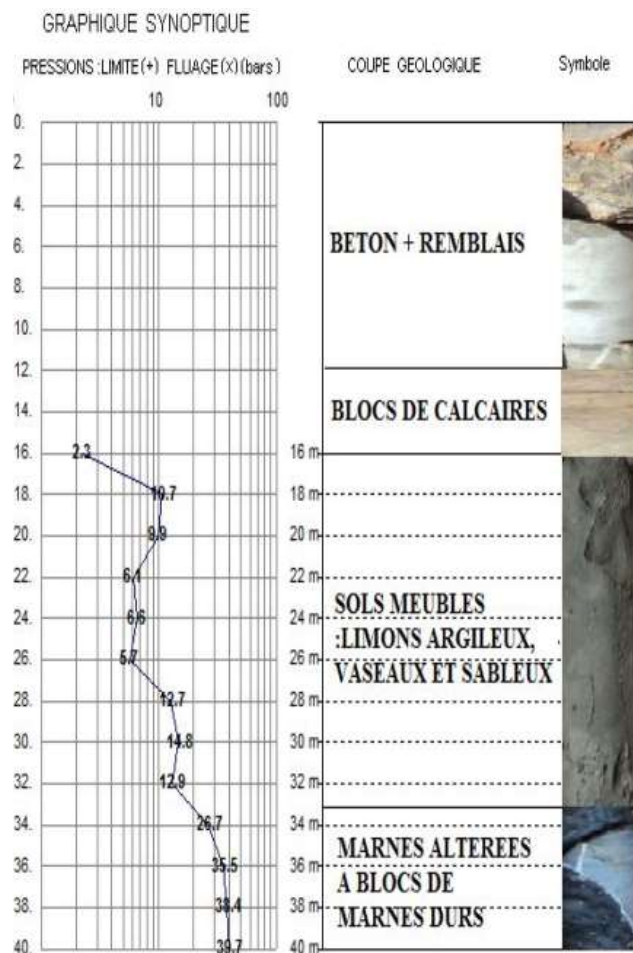


Figure V.4 : Profil Pressiométrique Pr2

V.3.2 Interprétation pressiométrique

Horizon 1 (16 - 26 m) : Bien que la pression limite atteigne 10,7 bars en fin de couche, elle débute très bas 2,3bars. Cet horizon reste trop hétérogène et meuble pour supporter des structures lourdes.

Horizon 2 (26 - 32 m) : Les pressions limites se stabilisent et augmentent modérément 12,7 à 14,8bars, cet horizon marque une transition vers un sol plus ferme.

Horizon 3 (> 32 m) : Les valeurs de Pl augmentent significativement selon la profondeur, grimant de 26,7à 39,7bars.

Ces résultats désignent sans équivoque ce substratum comme la couche d'ancrage idéale (couche porteuse), garantissant une stabilité optimale

V.3.2.1 Lithologie des sondages



Figure V.5 : Lithologie du site

V.4 Caractéristiques Physico-chimiques (Essais de Laboratoire)

Le tableau suivant synthétise les propriétés physiques et mécaniques des deux couches principales :

Tableau V.2 : propriétés physiques et mécaniques des sols du site

	Remblai	Sol meuble	Marne altérée
γ_h (T/m ³)	1.70	1.73	1.84
γ' (T/m ³)	1.05	1.10	1.10
Φ_{uu} (°)	40	14	25
C_{uu} (KPa)	0	01.80	40

V.4.1 Comportement mécanique

Ce contraste de rigidité met en évidence la forte capacité portante du substratum marneux compact par rapport aux sédiments meubles de surface, avec un angle de frottement interne de 25°, cet horizon offre une résistance au cisaillement élevée, limitant ainsi les risques de glissement global de l'ouvrage, de plus, ses caractéristiques de cohésion (nettement supérieures à celles de la vase) confèrent à cette couche une assise stable, apte à reprendre les charges verticales des pieux et à mobiliser une butée efficace pour garantir la stabilité du quai.

V.5 Agressivité du Milieu

Selon la norme **NF P 18-011**, l'analyse chimique montre que :

- **Les sols** : Sont dépourvus de sulfates et ne présentent aucune agressivité vis-à-vis des bétons de fondation.
- **L'eau de mer** : Présente une très forte agressivité.

V.5.1 Durabilité et agressivité chimique

La mer agresse sévèrement le béton, ce qui impose deux protections obligatoires pour le quai. D'abord, le sel (les sulfates) fait gonfler et éclater le béton classique ; on doit donc utiliser un ciment spécial et ultra-résistant (le Ciment Résistant aux Sulfates ou CRS).

Ensuite, pour éviter que l'eau salée ne fasse rouiller et pourrir les barres de fer à l'intérieur, on doit les enfoncer profondément dans le béton en laissant une couche de sécurité d'au moins 5 cm d'enrobage tout autour.

Tableau V.3 : Tableau de la synthèse de la campagne géotechnique

ÉCHANTILLONS		CISAILLEMENT À LA BOÎTE	
N° de sondage	Profondeur en mètre	Cuu (bars)	ϕ °
SC2	17.00-17.60	0.463	2
	20.30-20.80	0.68	3
	26.10-26.60	1.019	8
	31.60-32.10	0.344	2
SC3	15.00-15.50	0.089	26
	20.20-20.70	0.018	19
	38.60-39.20	0.593	5
SC4	17.70-18.10	0.365	17
	25.70-26.10	0.169	33
	30.50-30.70	0.042	31
	34.00-34.50	0.114	25
	38.80-39.20	0.28	29
SC5	16.50-16.80	0.14	14
	33.80-34.30	0.383	35

V.6 Conclusion

En résumé, la campagne géotechnique valide techniquement la nécessité de recourir à des fondations profondes, les essais pressiométriques confirment la présence, dès 30 à 32 mètres de profondeur, d'un substratum marneux très résistant (pressions limites supérieures à 39 bars et angle de frottement de 45° constituant la couche d'ancrage idéale pour le futur ouvrage.

Le chapitre suivant est dédié au diagnostic et à l'examen des pathologies de l'ouvrage existant, une étape cruciale pour évaluer le degré de dégradation des infrastructures et confirmer la nécessité technique de l'intervention de confortement avant toute phase de conception structurelle.

Prédimensionnement de l'ouvrage

VI.1 Introduction

Le projet de confortement du quai de la casbah et la Passe Casbah s'inscrit dans une démarche de réhabilitation structurelle visant à stabiliser l'ouvrage existant sans recourir à sa démolition totale. Cette approche permet de minimiser les coûts, de réduire les délais de travaux et de limiter l'impact sur l'exploitation portuaire, l'objectif est de concevoir un nouvel écran de soutènement et de fondation capable de reprendre les efforts d'accostage des navires modernes tout en s'appuyant sur la masse de l'ancien quai poids.

VI.2 Variantes proposées

Trois variantes ont été étudiées en tenant compte de la géotechnique du site, de la conservation de l'ancien ouvrage et des charges d'accostage :

VI.2.1 Variante 1 : Quai en blocs

Le principe repose sur la démolition préalable de l'ancien quai suivie de la pose de nouveaux blocs de béton préfabriqués, lesquels sont empilés les uns sur les autres sur une assise en enrochements préalablement réglée, cependant, cette solution présente l'inconvénient majeur d'engendrer un coût et des délais de réalisation très élevés, principalement à cause des opérations complexes de démolition sous-marine nécessaires avant la reconstruction.

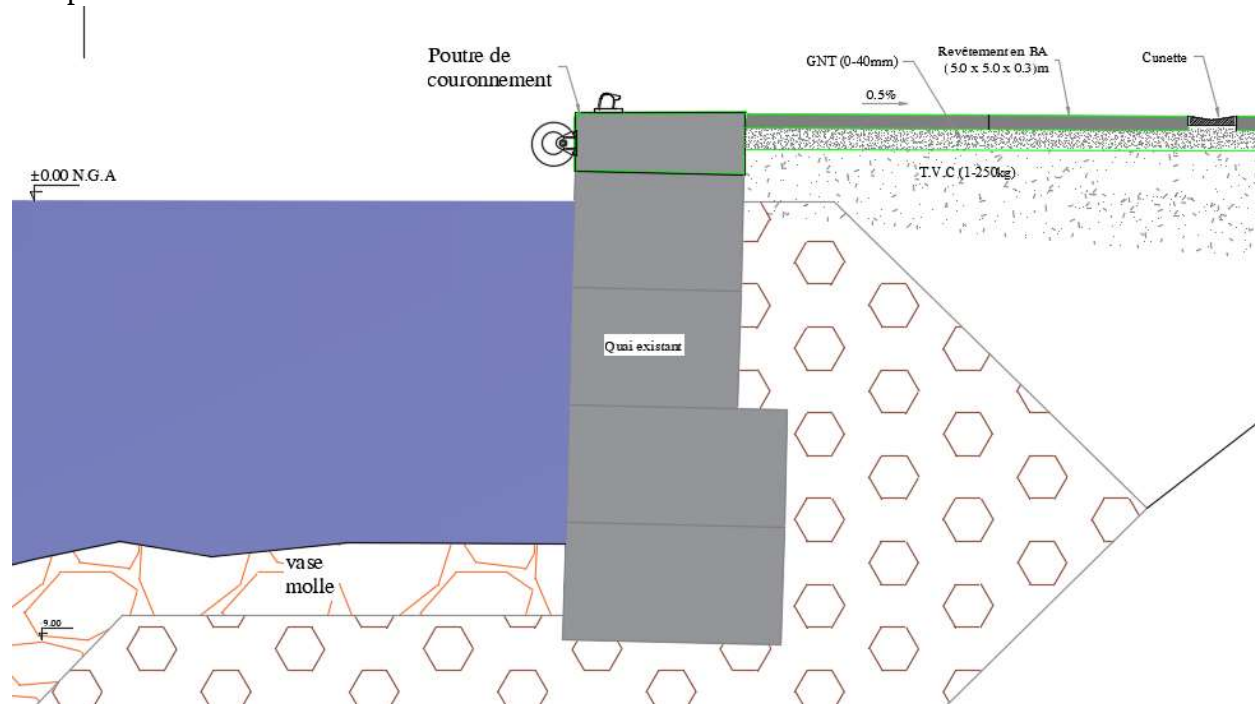


Figure VI.1 : Quai en blocs

VI.2.2 Variante 2 : Quai en palplanches

Cette solution repose sur le principe du battage d'un rideau continu de palplanches en acier directement devant l'ancien quai, les éléments métalliques emboîtés les uns dans les autres forment un écran étanche et continu visant à assurer la retenue du nouveau remblai et à stabiliser l'ouvrage.

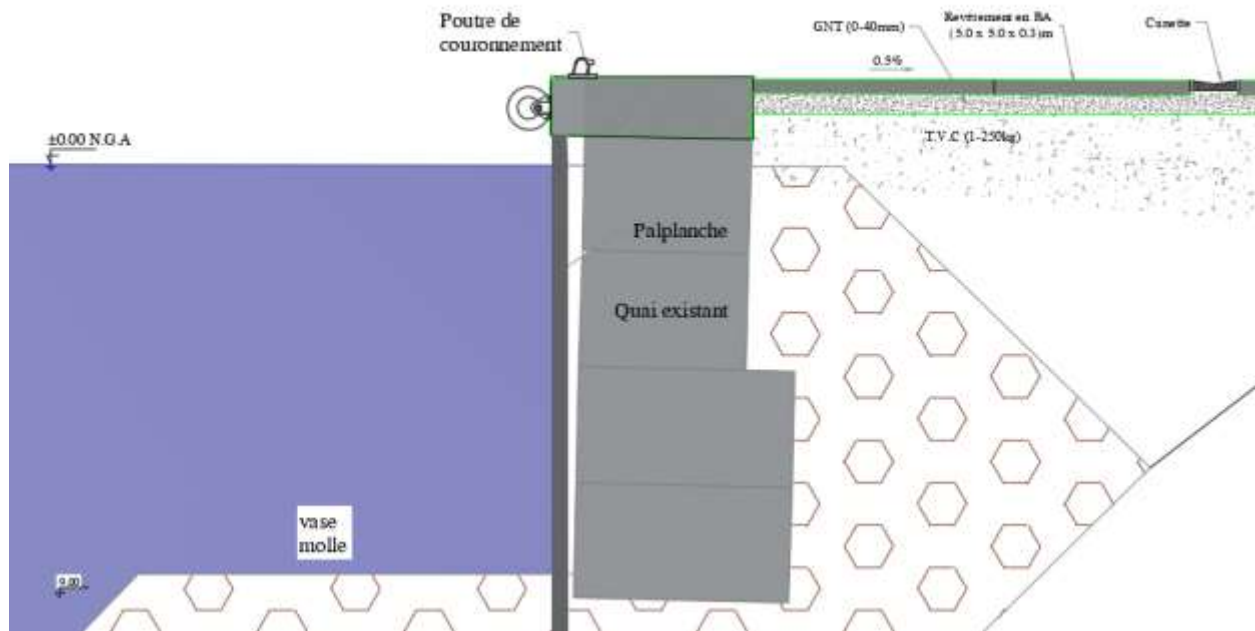


Figure VI.2 : Quai en rideau palplanches

VI.2.3 Variante 3 : Quai sur pieux

Cet ouvrage est fondé sur des pieux en béton armé protégés par des chemises en aciers et d'un voile constitué par des éléments préfabriqués pour le soutènement des remblais.

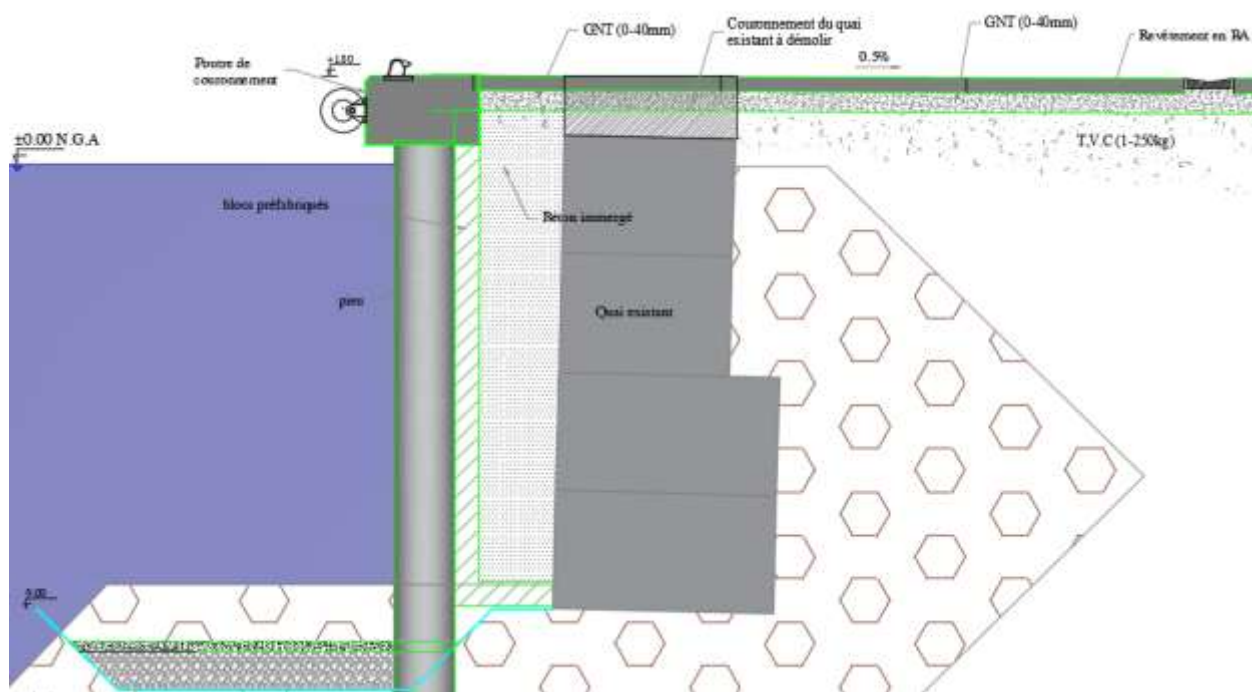


Figure VI.3 : casbah

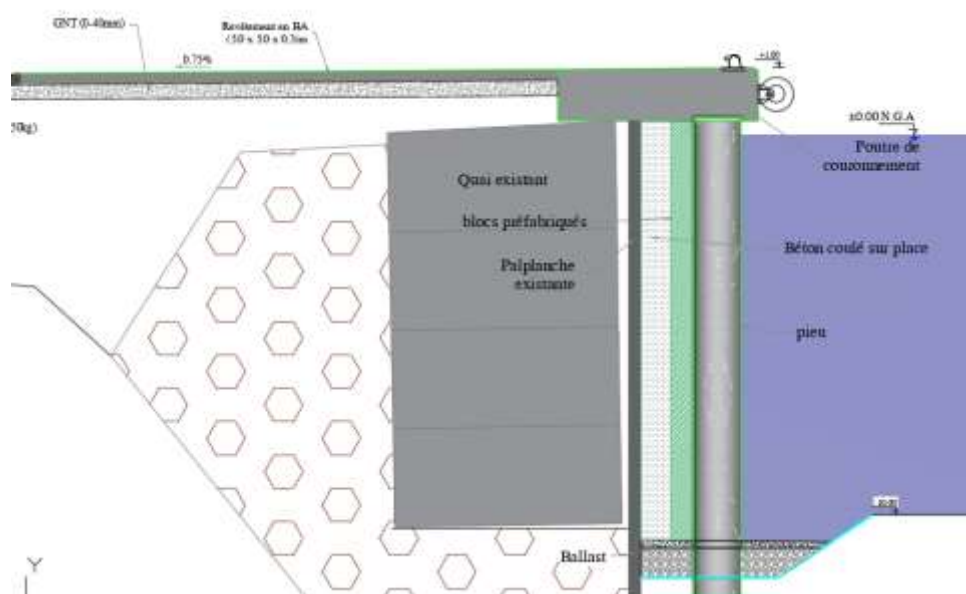


Figure VI.4 : Passe casbah mixte

VI.3 Étude multicritère et choix de la variante

Le choix de la variante optimale repose sur une matrice de décision structurée autour de trois grands pôles d'analyse : le pôle technique (faisabilité et durabilité), le pôle économique (coût et délais de réalisation) et le pôle patrimonial (maintien et conservation de l'existant), chaque critère est pondéré par un coefficient proportionnel à son impact sur l'ouvrage.

Tableau VI.1 : Analyse multicritères

Pôle d'analyse	Critères	Poids	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Technique	Durabilité et Stabilité	4	4	2	4
	Faisabilité de mise en œuvre	3	4	2	4
Économique	Coût de réalisation	3	2	4	4
	Délai de réalisation	2	2	4	4
Patrimonial	Conservation de l'existant	2	2	4	4
Score final		14	42	42	56

Tableau VI.2 : Synthèse du Coût et Délai des variantes

Variante	Estimation du Coût Global	Estimation du Délai
Variante 1 : Reconstruction Totale	~ 2,5 à 3,0 Milliards DA	18 à 24 Mois
Variante 2 : Solution Superficielle (Poids)	~ 1,5 à 1,8 Milliard DA	10 à 12 Mois
Variante 3 : Rempiètement Optimisé (Retenue)	~ 1,8 à 2,0 Milliards DA	12 à 14 Mois

VI.3.1 Justification technico-économique des notes attribuées

L'arbitrage entre les trois variantes repose sur un compromis rigoureux entre la sécurité géotechnique à long terme (50 ans), l'impact financier immédiat pour le Port de Béjaïa et la préservation de l'existant :

- **Pôle Technique (Durabilité & Stabilité) :** Les variantes 1 et 3 (Note : 4/4) s'appuient sur des fondations profondes (15 à 25 m) ancrées dans le bon sol, elles annulent les risques de tassements différentiels et résistent aux séismes, à l'inverse, la variante 2 (Note : 2/4) est une solution superficielle au poids qui repose sur des sols instables et affouillables, multipliant par 3 ou 4 le risque de basculement à long terme.
- **Pôle Économique (Coût & Délai) :** La variante 1 (Note : 2/4) est la plus lourde financièrement (~2,5 à 3,0 Md DA) et immobilise le quai commercial pendant 18 à 24 mois en raison de la démolition complète. La variante 2 (Note : 4/4) offre un coût minimal (~1,5 à 1,8 Md DA) et un délai court (10 à 12 mois) mais au détriment de la sécurité.

La variante 3 (Note : 4/4) offre le meilleur rendement : elle permet d'économiser 30 % du budget et 35 % du temps par rapport à la V1 (ramenée à ~1,8 à 2,0 Md DA et 12-14 mois).

- **Pôle Patrimonial (Conservation) :** La variante 1 (Note : 2/4) détruit 100 % de la structure et génère de lourds gravats marins, les variantes 2 et 3 (Note : 4/4) permettent de conserver et de ceinturer l'ancien quai maçonnique.

VI.4 Conclusion et choix de la variante optimale

Au terme de cette étude multicritère, la variante 3 (Rempiètement optimisé sur fondations profondes) a été officiellement retenue avec un score final de 56 points, surclassant les variantes 1 et 2 (42 points chacune).

Le choix de cette solution se justifie par une analyse comparative rigoureuse :

- **Élimination de la Variante 2 :** Bien qu'elle soit la plus économique à court terme, la solution au poids est techniquement disqualifiée, les conditions géotechniques du Port de Béjaïa et les fortes charges d'exploitation exigent un ancrage profond, adopter la variante 2 exposerait l'ouvrage à des risques majeurs de tassements différentiels et d'instabilité sous sollicitations sismiques.
- **Élimination de la Variante 1 :** Bien que techniquement irréprochable, elle impose un coût financier maximal et un délai d'exécution excessif lié à la démolition lourde de l'existant, pénalisant l'exploitation commerciale du port.
- **Optimalité de la Variante 3 :** Elle s'impose comme la solution de convergence idéale. En réutilisant et en ceinturant l'ancien quai maçonnique de la Casbah (70 à 80 % de conservation de l'existant), elle garantit la sécurité d'une fondation profonde tout en offrant un gain économique et temporel majeur par rapport à la Variante 1.

C'est ce compromis hautement performant entre robustesse structurelle et rationalisation économique qui valide le choix du rempiètement comme solution définitive pour le projet.

VI.5 Description de la solution retenue

VI.5.1 Description technique

L'ouvrage projeté repose sur une conception de quai sur pieux, intimement connectée à la structure existante, cette solution permet de mobiliser l'ancien ouvrage comme un poids mort stabilisateur tout en créant une nouvelle façade de quai plus résistante et plus profonde.

VI.5.1.1 Infrastructure

L'ossature porteuse est constituée de tubes métalliques chemisés d'un diamètre de 1219 mm. Ces tubes en acier remplissent une double fonction :

- **Transfert de charges** : Ils transmettent les efforts verticaux et horizontaux (poussée des terres, accostage) directement vers le substratum rocheux par ancrage profond.
- **Tubage perdu** : Les chemises assurent l'étanchéité durant la phase de coulage du béton armé intérieur, garantissant la qualité structurelle du noyau du pieu en milieu salin.

VI.5.1.2 Paroi de soutènement et Habillage

La face visible du quai est réalisée par un empilement de blocs en béton préfabriqués (Types A1, A2, B, C) :

- **Guidage et Ajustement** : Chaque bloc est muni de découpes arrondies permettant un glissement précis le long des pieux lors de la pose à la grue.
- **Monolithisme (Clavage)** : L'espace résiduel entre les blocs, les pieux et l'ancien quai est comblé par un béton de remplissage immergé, ce processus de clavage transforme les éléments séparés en une structure monolithique unique.

VI.5.1.3 Le Système d'Ancrage

Afin de prévenir tout risque de basculement vers la mer, un système de retenue horizontale est mis en place :

- **Tirants d'ancrage** : Des barres d'acier à haute résistance traversent l'ancien massif pour relier la nouvelle structure à un massif de butée situé en zone stable, loin derrière le plan de rupture des terres.

VI.5.1.4 Superstructure et Aménagements

La partie supérieure parachève l'ouvrage et le rend opérationnel :

- **Poutre de couronnement** : Une dalle massive en béton armé coiffe l'ensemble de la structure uniformisant la répartition des charges en surface.
- **Équipements de quai** : Pour assurer l'exploitation portuaire, le quai est doté de bollards de 50 T (espacement de 20 m) pour l'amarrage et de défenses élastiques (espacement de 12 m) pour amortir l'énergie d'accostage des navires.

VI.5.1.5 Prise en compte de la durabilité et protection cathodique (Anodes sacrificielles)

La réussite technique de la variante 3 repose non seulement sur sa stabilité mécanique, mais également sur sa pérennité en milieu agressif marin, afin de prévenir la corrosion galvanique des infrastructures métalliques (armatures des pieux, tirants d'ancrage et liaisons structurales), une protection cathodique par anodes sacrificielles est intégrée au projet.

Sur le plan économique, bien que cette installation représente un investissement initial mineur (estimé à environ 1 à 2 % du coût global de la variante), elle permet d'éviter des opérations de maintenance lourdes et prolonge la durée de vie de l'ouvrage au-delà de 50 ans.

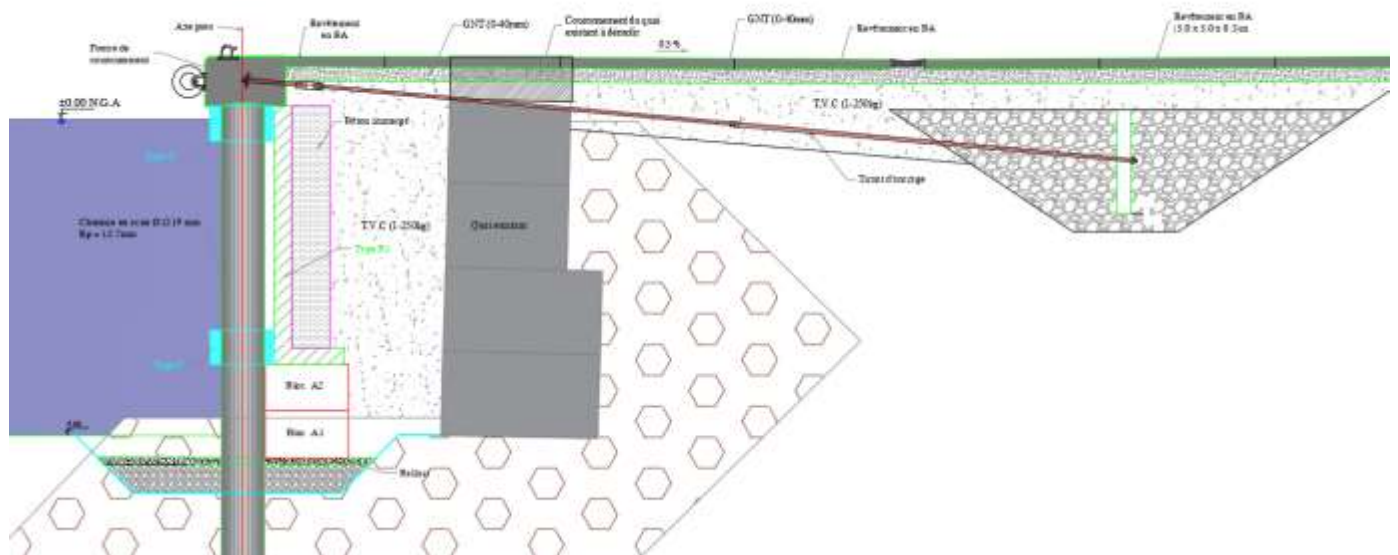


Figure VI.5 : Coupe transversale du quai mixte (casbah)

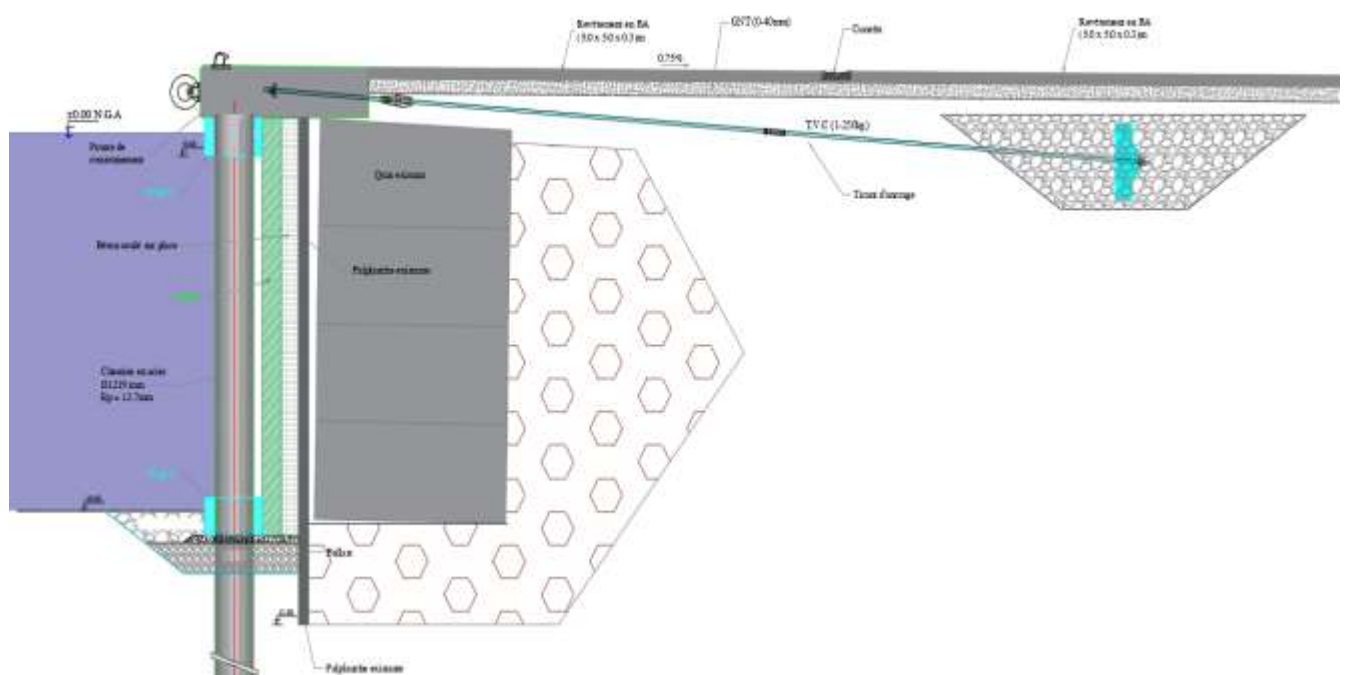


Figure VI.6 : Coupe transversale du quai mixte (passe casbah)

VI.6 Conclusion

En conclusion, la solution de confortement retenue a pour objectif de restaurer l'état de service du quai et de stopper les dégradations de l'ouvrage ancien, le choix d'une structure mixte combinant des pieux métalliques chemisés ($\varnothing 1219$ mm) ancrés au rocher et un empilement de blocs à encoches.

Cette structure est couronnée par une dalle massive (poutre de couronnement) et protégée en pied par un massif d'enrochements (ENR) garantissant la stabilité de la souille, en mobilisant l'ancien quai comme poids mort, cette variante assure une pérennité maximale face aux navires de nouvelle génération.

Le dimensionnement rigoureux et les vérifications de stabilité concernant l'ensemble de ces éléments (pieux, blocs et ancrages) feront l'objet d'un développement détaillé dans le chapitre suivant.

Dimensionnement de l'ouvrage

VII.1 Introduction

L'étude technique d'un quai repose sur la détermination rigoureuse des sollicitations et des efforts agissant sur sa structure, ces actions proviennent de sources multiples : les poussées des terres à l'arrière de l'ouvrage, les surcharges d'exploitation sur le terre-plein, ainsi que les poussées hydrostatiques et hydrodynamiques liées au milieu marin.

À ces efforts s'ajoutent les actions directes liées à l'exploitation portuaire, telles que la traction exercée sur les bollards lors de l'amarrage, l'énergie d'accostage que l'ouvrage doit absorber, et enfin, les sollicitations engendrées par l'effort sismique.

VII.2 Caractéristiques des matériaux

Le dimensionnement des éléments structuraux s'appuie principalement sur les caractéristiques des matériaux qui les constituent, cette partie du chapitre présente les propriétés des matériaux retenus pour le projet

VII.2.1 Béton

Les caractéristiques du béton utilisé sont données dans le tableau N°1 :

Tableau VII.1 : Densité du béton

	Béton armé	Béton immergé
Béton armé	$\gamma_b = 2.5T/m^3$	$\gamma_b = 1.5T/m^3$
Béton non armé	$\gamma'_b = 2.4T/m^3$	$\gamma'_b = 1.4T/m^3$

La résistance caractéristique du béton à 28 jours prise dans le calcul est de 30MPa

VII.2.2 Acier

- Pour ferrailage du Béton : FeE500
- Chemise en Acier :
Diamètre extérieur D = 1219mm
Épaisseur : 12.70mm

VII.3 Documents de références

- (01) Rapport géotechnique LTP-Est 300/06/FOST.E / 0067 / 2017 ; Novembre 2017.
- (02) Eurocode 7 NF P 94-282 – Ouvrage de soutènement Ecrans 03/2009.
- (03) Eurocode 7 NF P 94-262 – Fondations profondes 07/2012.
- (04) Eurocode 3 calcul des structures métalliques
- (05) BAEL 191 additif 1999 calcul béton armé.
- (06) ROSA

VII.4 Situations du projet

Les situations du projet représentent l'ensemble des actions agissant sur l'ouvrage, en fonction des données géométriques et mécaniques de l'ouvrage et du sol, et pour lesquelles il ne faut pas atteindre l'état limite ultime ni l'état limite de service de l'ouvrage.

Ainsi, les situations du projet présentées par la suite sont définies relativement aux cas critiques, aussi bien durant l'exécution de l'ouvrage que pendant son exploitation.

VII.4.1 Situation Durable SD

Cette situation est relative à l'exploitation normale du quai.

Les actions à considérer dans cette situation sont les suivantes :

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

VII.4.2 Situation Transitoire ST

L'étape consiste au forage et à la pose du chemisage de 1219 mm à travers les couches de sol meuble jusqu'au substratum. cette phase se déroule à proximité immédiate du quai existant.

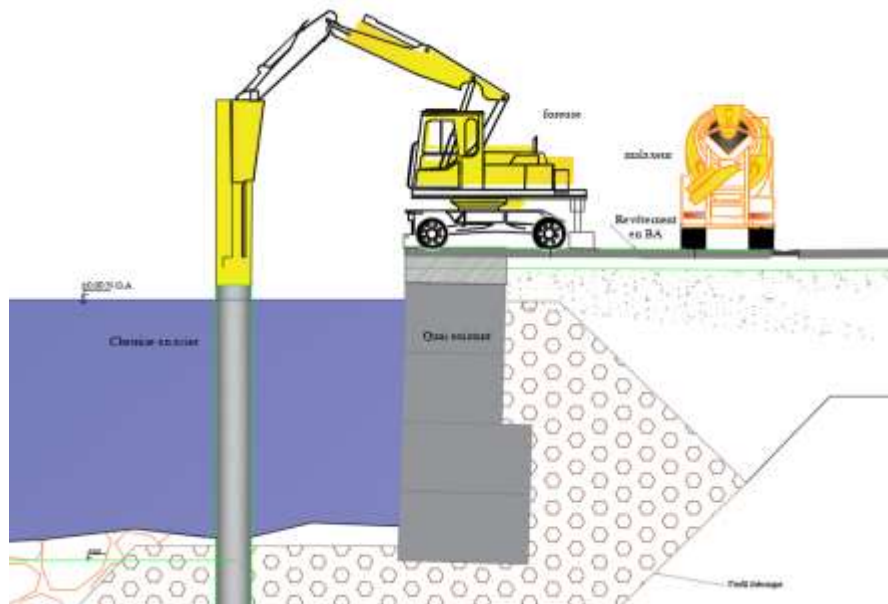


Figure VII.1 : géométrie de la ST – Casbah

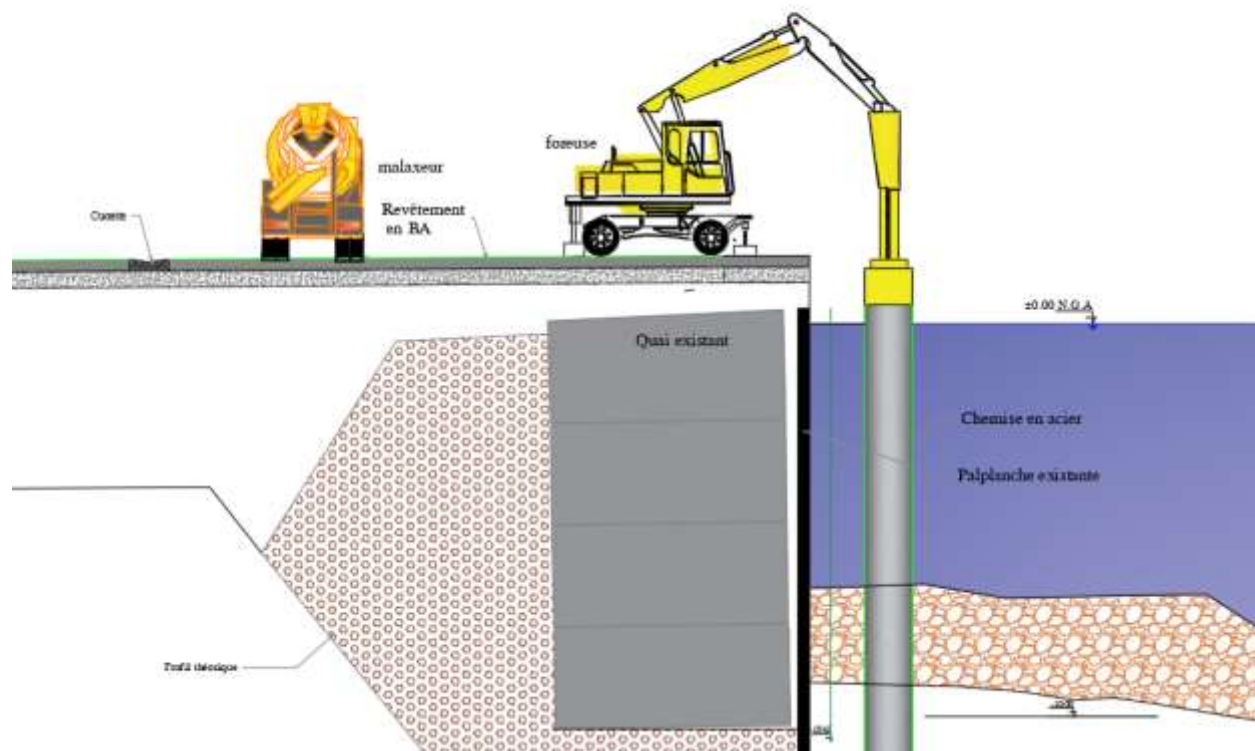


Figure VII.2 : géométrie de la ST – Passe Casbah



Figure VII.3 : la ST en réalité – Casbah



Figure VII.4 : la ST en réalité – Passe Casbah

VII.4.3 Situation Accidentelle SA

Cette situation est relative à l'occurrence d'un séisme.

VII.5 les principales données pour la conception du quai

VII.5.1 Navire du projet

Il est nécessaire de connaître les caractéristiques du navire de projet qui constitue le plus grand navire qui accoste sur le quai :

- La longueur hors tout pour positionner les organes d'accostage et d'amarrage.
- Le creux pour le dimensionnement et la position de la poutre de couronnement.
- Les tirants d'eau (avant - arrière) pour déterminer la hauteur libre.
- Ainsi que les dimensions de capacité du navire.

Ces données vont nous servir, entre autres, pour le calcul de l'énergie d'accostage et les tensions des amarres.

VII.5.1.1 Quai de la casbah

TableauVII.2 : Caractéristique du navire du quai de la Casbah

Type de navire	Capacité (DWT)	Déplacement (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
Ferry	20 000	23 300	180	25,7	7,3

VII.5.1.1.1 Hauteur du quai

- **Niveau supérieur :**

Vu que la marée atmosphérique est faible, le niveau supérieur est approximativement pris entre 1,5 et 2 m, mais pour des raisons de conformité de la cote d'arase avec tous les autres niveaux des quais déjà construits, on prend cette hauteur égale à 1,80 m.

- **Niveau inférieur :**

Le tirant d'eau de navire est de 7.3 m ;

Le pied de pilote : valeur comprise entre 0,5 et 1 m, elle est proportionnelle à la Nature du sol, ainsi qu'à l'importance de l'agitation au droit du quai. Pour notre Cas on prend 0.9 m ;

L'assiette est de 0.3 m ;

La plus basse mer est de 0.5 m ;

Le niveau inférieur est à -9 m.

D'où la hauteur totale du quai est de $9+1.8=10.80$ m

VII.5.1.1.2 Longueur du quai

Le projet consiste à procéder à un rempiètement du quai de la Casbah du port de commerce de Bejaïa, sur une longueur de 257 m.

VII.5.1.2 Quai de la passe casbah

Tableau VII.3 : Caractéristique du navire du quai de la Passe Casbah

Type de navire	Capacité (DWT)	Déplacement (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
Ferry	10 000	14 800	137	20.5	8,3

VII.5.1.2.1 Hauteur du quai

• Niveau supérieur :

Vu que la marée atmosphérique est faible, le niveau supérieur est approximativement pris entre 1,5 et 2 m, mais pour des raisons de conformité de la cote d'arase avec tous les autres niveaux des quais déjà construits, on prend cette hauteur égale à 1,80 m.

• Niveau inférieur :

- Le tirant d'eau de navire est de 8.3 m ;
 - Le pied de pilote : valeur comprise entre 0,5 et 1 m, elle est proportionnelle à la Nature du sol, ainsi qu'à l'importance de l'agitation au droit du quai. Pour notre Cas on prend 0.9 m ;
 - L'assiette est de 0.3 m ;
 - La plus basse mer est de 0.5 m ;
- Le niveau inférieur est à -10 m.

D'où la hauteur totale du quai est de $10+1.8=11.80$ m

VIII.5.1.2.2 Longueur du quai

Le projet consiste à procéder à un rempiètement du quai de la Passe Casbah du port de commerce de Bejaïa, sur une longueur de 146 m.

VII.5.2 Géométrie

L'objectif est de vérifier la stabilité des pieux avec une tolérance d'inclinaison de 2%.

Les pieux sont constitués par des chemises en acier $\varnothing = 1219$ mm remplis du béton armé sur une longueur de 36.50 m (+0.50m NGA à -36.00 m NGA) la justification des pieux est faite en modélisant un plot type de 21ml de longueur, ce plot est constitué par sept (07) pieux espacés de 3m, le groupe des pieux est relié entre eux par une poutre de couronnement (2.30 m x 1.40 m).

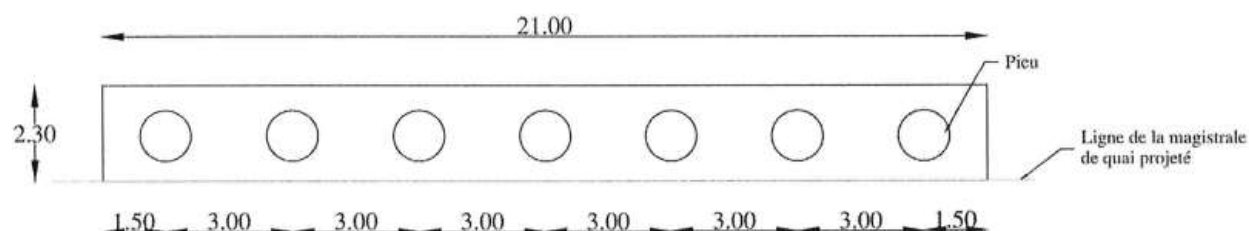


Figure VII.5 : Vue en plan

Et sur une longueur de 43.50m (+0.50m NGA à -43.0 m NGA) pour le quai de la passe la justification des pieux est faite en modélisant un plot type de 21ml de longueur, ce plot est constitué par sept (07) pieux espacés de 3m.

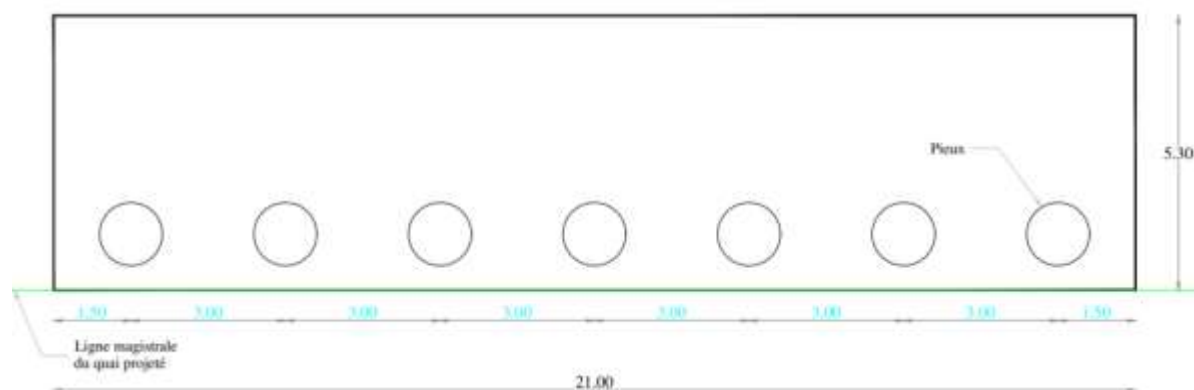


Figure VII.6 : Vue en plan

VII.5.3 Equipements d'un quai (superstructures)

VII.5.3.1 Bollards

Les bollards utilisés sont manufacturés de 50t disposés tous les 20m.

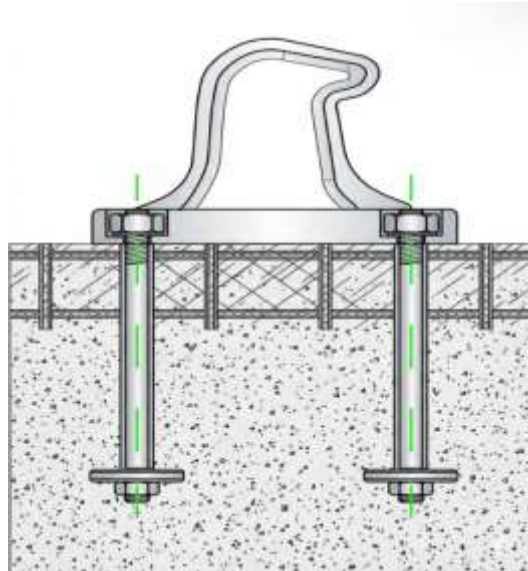


Figure VII.7: Bollard

VII.5.3.2 Défense

Les défenses seront constituées en caoutchouc de type cylindrique leurs dimensions seront calculées ultérieurement disposés tous les 12m.

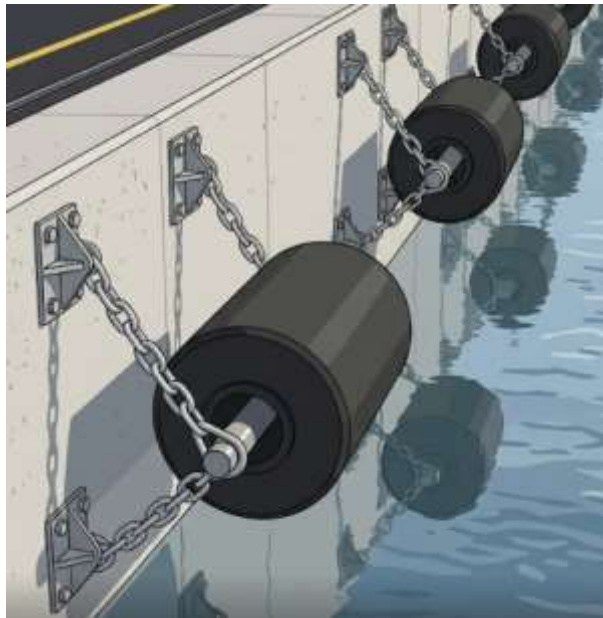


Figure VII.8: Défense

VII.5.3.3 Echelle de sécurité

Elles sont en acier galvanisé, elles sont accessibles facilement et comportent une prise pour les mains encastrées dans la poutre de couronnement

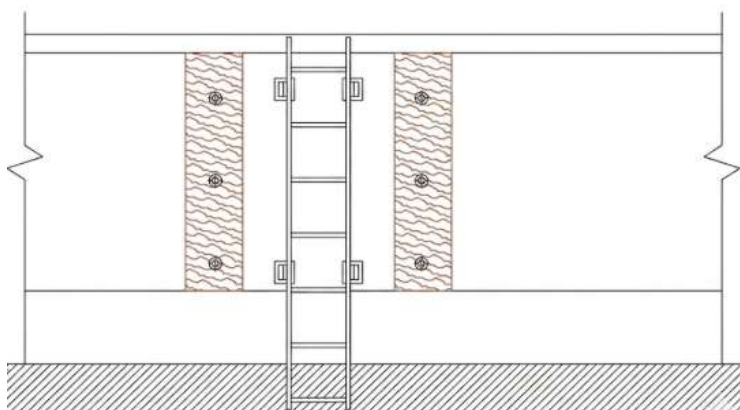


Figure VII.9: Echelle de sécurité

VII.6 calculs des charges et surcharges

VII.6.1 Charges permanentes : G

- Poids propre (Pieux + Blocs préfabriqués + Poutre de couronnement) : P_1
- Poussée des terres : P_2
- Poussée du au marnage : P_m

VII.6.2 Charges d'exploitation : Q

Effort d'amarrage = 50 t, niveau d'application = + 2,30m NGA : F_m

Surcharge sur quai = 6t/m^2 : S_r

VII.6.3 Séisme : E

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

Dans les situations transitoires l'ouvrage est classé de groupe d'importance 2 ($A=0,2$).

D'où les composantes de la force sismique E sont :

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

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

Et :

$$\text{Situation transitoire} \quad K_h = 0,2 \quad K_v = \pm 0,06$$

$$\text{Situation durable} \quad K_h = 0,25 \quad K_v = \pm 0,075$$

- L'effort sismique horizontal : $F_h = K_h \times W$
- L'effort sismique vertical : $F_v = K_v \times W$
- Poussée hydrodynamique : P_w

P_w : est la surpression transitoire exercée par la masse d'eau sur l'ouvrage lors d'un séisme, calculée selon la méthode de Westergaard

VII.7 Combinaisons d'actions

La justification de la structure est envisagée pour les situations d'exploitations

Les combinaisons d'actions à prendre en considération sont :

- A L'ELU : $1,35G + 1.5 Q$
- AL'ELS : $G+Q$
- AL'ELA : $G+Q+E$

Tableau VII.4 : Combinaison des charges

Etats limites	Combinaisons	
ELU	$1.35 (P_1+P_2+P_m) + 1.5 (F_m + P_{sr})$	
ELS	$(P_1+P_2+P_m) + (F_m+P_{sr})$	
ELA	$(P_1+P_2+P_w) + (F_m + P_{sr}) + E_x$	$(P_1+P_2+P_w) + (F_m + P_{sr}) + E_y$

VII.8 Modes de rupture possible et principes de justification de la stabilité de l'ouvrage

Tous les modes de rupture susceptibles de survenir doivent être vérifiés pour chaque situation de projet. Par conséquent, l'ensemble des calculs et des justifications réglementaires correspondant aux différentes situations (durables, transitoires et accidentelles) a été rigoureusement mené.

Les modes de rupture considérés sont les suivants :

VII.8.1 Instabilité générale du site

L'instabilité générale correspond à un état limite ultime (ELU) caractérisé par un glissement global du sol qui emporte l'ensemble de l'ouvrage, ce phénomène de rupture peut survenir dans plusieurs configurations, notamment pour les écrans de soutènement ou les fondations profondes implantées sur une pente.

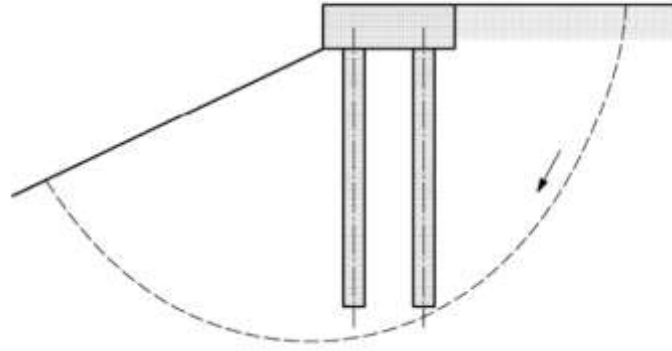


Figure VII.10: Instabilité par un glissement d'ensemble

Pour l'analyse de la stabilité vis-à-vis du glissement global, les méthodes d'équilibre limite, telles que les approches de Bishop et de Spencer, sont les plus couramment appliquées, ces méthodes étudient l'équilibre entre les efforts moteurs (qui provoquent le glissement) et les efforts résistants (qui s'y opposent) le long d'une surface de rupture potentiellement circulaire.

Le principe repose sur le découpage du massif de sol instable en plusieurs tranches verticales (généralement entre 10 et 20 lamelles), l'analyse des forces et des moments s'exerçant sur chaque tranche permet de résoudre les équations d'équilibre du système et de déterminer le coefficient de sécurité global (F_s) du massif, l'ouvrage est considéré comme stable si ce coefficient minimal reste supérieur aux valeurs limites réglementaires définies pour chaque situation de projet.

Le coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_i \times b_i + (w_i + Q_i - U_i \times b_i) \times \tan \varphi_i}{m \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n w_i \times \sin \alpha_i}$$

$$m \alpha_i = \cos \alpha_i \times \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \times \tan \alpha_i}{F_s} \right)$$

D'où :

b_i : Largeur de la tranche "i".

c_i : valeur de la cohésion du terrain au point milieu de la base de la tranche "i".

$\tan \varphi_i$: l'angle de frottement interne du terrain au point milieu de la base de la tranche "i".

α_i : valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche "i" et la verticale.

w_i : somme des poids de toutes les couches de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de la tranche "i".

Q_i : résultante de la pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche "i".

U_i : valeur de la surpression des pores au point milieu de la base de la tranche "i".

Selon l'Eurocode 7, la justification du glissement global peut s'appuyer sur différentes approches de calcul, la plus adaptée à la méthode des tranches est l'Approche 3, qui consiste à appliquer des coefficients partiels distincts en situation de projet, elle repose sur la majoration des actions défavorables combinée à une réduction directe des caractéristiques mécaniques du sol, en divisant la cohésion et la tangente de l'angle de frottement interne par leurs coefficients de sécurité respectifs.

Voici le détail concernant les coefficients partiels :

Tableau VII.5 : Coefficients de sécurité de l'approche 3.

Situation de calcul	Durable	Transitoire	Accidentelle
Actions permanentes Favorable γ_G	1,00	1,00	1,00
Actions permanentes Défavorable γ_G	1,00	1,00	1,00
Actions variables Favorable γ_Q	0,00	0,00	0,00
Actions variables Défavorable γ_Q	1,30	1,30	1,00
Poids volumique γ_γ	1,00	1,00	1,00
Angle de frottement effectif $\gamma_{\varphi'}$	1,25	1,25	1,25
Cohésion effective $\gamma_{c'}$	1,25	1,25	1,25
Cohésion non drainé γ_{Cu}	1,40	1,40	1,00
Résistance $\gamma_{R,d}$	1,00	1,00	1,00
Sur le modèle $\gamma_R ; d$	1,20	1,20	1,00

L'analyse de la stabilité globale a été réalisée avec le logiciel Slide.

La procédure consiste d'abord à tracer la géométrie des couches de sol et leurs interfaces, puis à introduire leurs propriétés (poids volumique, cohésion et angle de frottement), le calcul du coefficient de sécurité (F_s) est effectué selon la méthode de Bishop, en appliquant l'Approche 3 préconisée par l'Eurocode 7.

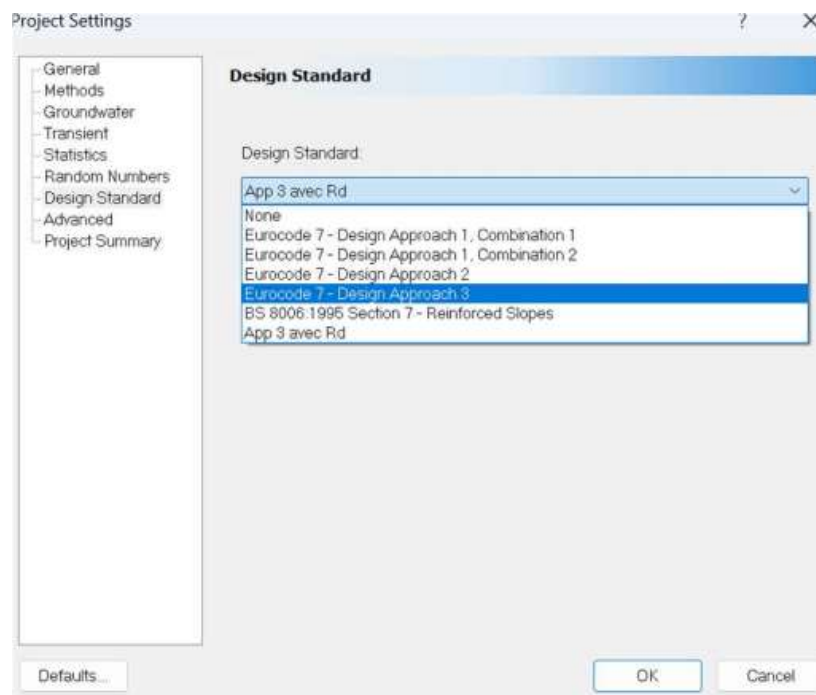
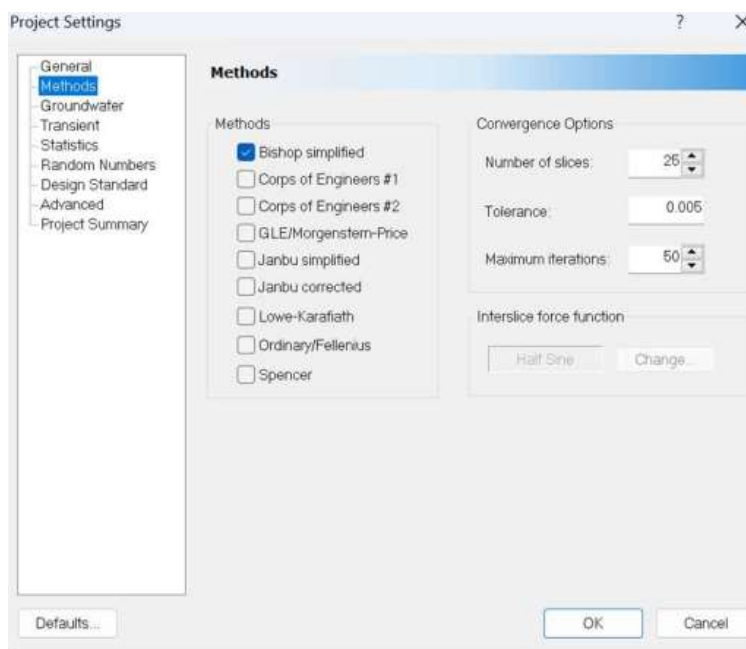


Figure VII.11 : Sélection de l'approche de calcul.



FigureVII.12 : Sélection de la méthode de calcul.

VII.8.2 Défaut de butée

Cet état limite se produit lorsque la fiche est trop courte, dans ce cas, la force nécessaire pour retenir le sol (la butée mobilisée) devient plus grande que ce que le terrain peut réellement supporter (la butée mobilisable).

Pour les écrans autostables, la rupture se traduit par un basculement : l'élément tourne autour d'un point situé en dessous du fond de fouille.

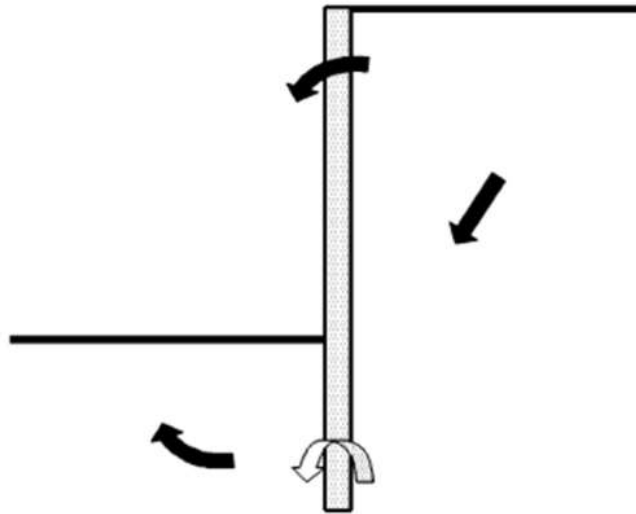


Figure VII.13 : Renversement d'un écran autostable.

Le calcul est réalisé par la méthode de l'équilibre limite, en se basant sur l'équilibre des moments entre la poussée et la butée du sol, pour ce dimensionnement, l'Approche de calcul 2 a été appliquée, cette approche consiste à appliquer directement des coefficients de sécurité partiels sur les résistances du sol (butée), tout en appliquant des coefficients de pondération (majoration) sur les actions qui sollicitent l'ouvrage.

Voici le détail concernant les coefficients partiels :

Tableau VII.6 : Coefficients de sécurité de l'approche 2

Situation de calcul	Durable	Transitoire	Accidentelle
Actions permanentes Favorable γ_G	1,00	1,00	1,00
Actions permanentes Défavorable γ_G	1,35	1,00	1,00
Actions variables Favorable γ_Q	0,00	0,00	0,00
Actions variables Défavorable γ_Q	1,50	1,50	1,00

Poids volumique $\gamma\gamma$	1,00	1,00	1,00
Angle de frottement effectif $\gamma\phi'$	1,00	1,00	1,00
Cohésion effective $\gamma c'$	1,00	1,00	1,00
Cohésion non drainé γC_u	1,00	1,00	1,00
Résistance γa	1,00	1,00	1,00
Butée γR	1,40	1,10	1,00

Pour un écran autostable, la norme **NF P94-282** impose l'utilisation d'un Modèle en Équilibre Limite (MEL) lors des vérifications à l'État Limite Ultime (ELU). La démarche de vérification s'effectue selon les étapes suivantes :

$$f_b \geq 1.2 \times f_0$$

Où :

f_b : la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle.

f_0 : la fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran.

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel K-réa. En revanche, les calculs manuels sont réalisés comme suit :

- **Calcul de la fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle**
Nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran par la formule :

$$f_0 = f' - Z_0$$

f' : point de moment nul.

Z_0 : point de pression nul.

- **Calcul de la fiche de l'écran sous le point de pression différentielle nulle par la formule :**

$$f_b \geq 1.2 \times (f' - Z_0)$$

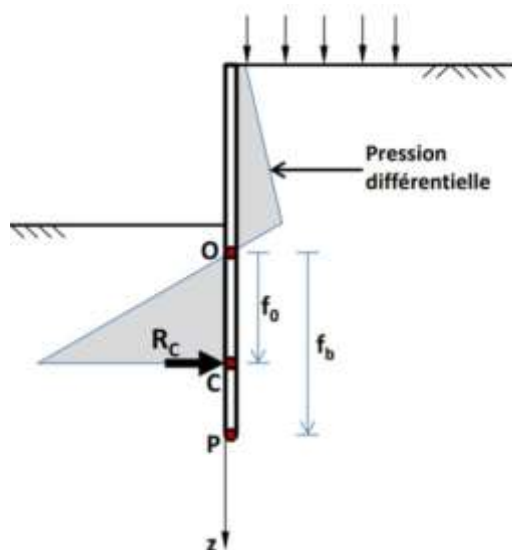


Figure VII.14 : Notions de la fiche minimale et la fiche de l'écran.

VII.8.3 Rupture par insuffisance de résistance interne

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

La vérification de cet état limite comprend deux étapes :

1. La détermination des efforts de calcul.

2. La vérification de leur admissibilité.

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

Les vérifications nécessaires sont les suivantes :

VII.8.3.1 Vérification de la résistance au cisaillement

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

$$v_{ed} \leq v_{pl,rd} \quad \text{ou} \quad v_{pl,rd} = \frac{A_v * F_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \quad \text{Avec} \quad A_v = \pi * d * t$$

f_y : Limite de contrainte élastique admissible de l'acier soit : 388 MPa,

γ_{M0} : Coefficient partiel pour la résistance des sections transversales soit 1,0,

A_v : Aire de cisaillement. [6]

VII.8.3.2 Vérification de la résistance au moment de flexion

$$M_{ed} \leq M_{c,rd}$$

Où $M_{c,rd} = w_{pl} * \frac{F_y}{\gamma_{M0}}$ si $v_{ed} \leq 0.5 \times v_{pl,rd}$

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

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

- **Vérification du flambement et du déversement des chemises métalliques en situation durable**

En situation durable, les vérifications vis-à-vis du flambement et du déversement des chemises métalliques ne sont pas nécessaires. En effet, la hauteur libre (non enterrée) de l'élément est très faible, de plus, le remplissage intégral du tube en béton armé confère à la section mixte une rigidité très élevée, éliminant ainsi tout risque d'instabilité globale.

NOTE : Conformément aux exigences de l'Eurocode 3 (Partie 5), une perte d'épaisseur par corrosion de 2,6 mm est prise en compte afin d'intégrer l'effet agressif du milieu marin sur les éléments métalliques tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Pratiquement, cette perte d'épaisseur par corrosion a été injectée dans nos modélisations numériques en distinguant deux stades clés de l'ouvrage :

- **En phase transitoire (court terme)** : Les sollicitations de poussées et de flexion sont intégralement reprises par la section brute de la chemise métallique protectrice.
- **En phase durable (long terme à 50 ans)** : L'épaisseur de la paroi en acier est réduite de la valeur sacrificielle réglementaire, la section d'acier résiduelle demeure entièrement en service et continue de participer activement à la stabilité à long terme à travers un effet de confinement mécanique du noyau et une capacité portante résiduelle à la flexion.

C'est précisément à ce stade durable qu'intervient le dimensionnement et le calcul du ferrailage du noyau en béton, en simulant l'affaiblissement de la chemise en acier, les efforts internes maximaux (moments fléchissants et efforts tranchants) sont redistribués de façon mixte. le ferrailage longitudinal et transversal de ce noyau en béton armé a donc été calculé de manière sécuritaire pour reprendre la majeure partie des sollicitations structurales à l'échéance des 50 ans.

Cette approche offre une double sécurité réglementaire : elle garantit que même en cas de dégradation locale de l'acier, le noyau de béton dispose d'une réserve de résistance autonome suffisante pour assurer la pérennité et la stabilité géotechnique globale du quai.

VII.9 Situation de calcul

VII.9.1 Situation transitoire fondamentale

VII.9.1.1 Vérification du défaut de butée

L'écran composite est modélisé sur K-Réa par une ligne de pieux à inertie équivalente, pour la phase transitoire les calculs intègrent uniquement la charge localisée de la grue sur le terre-plein. Les résultats de stabilité obtenus pour cette phase sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Résultats de calcul du défaut de butée de l'écran composite en ST

Situation	f_b / f_0	$Bt;d$ (KN/m)	$Bm;d$ (KN/m)	Vérification $f_b / f_0 \geq 1, 2$ $Bt;d < Bm;d$
ST Fondamental	1,83	5474,03	13782,31	Vérifie

L'écran composite est sollicité en flexion simple,voici les résultats des efforts internes :

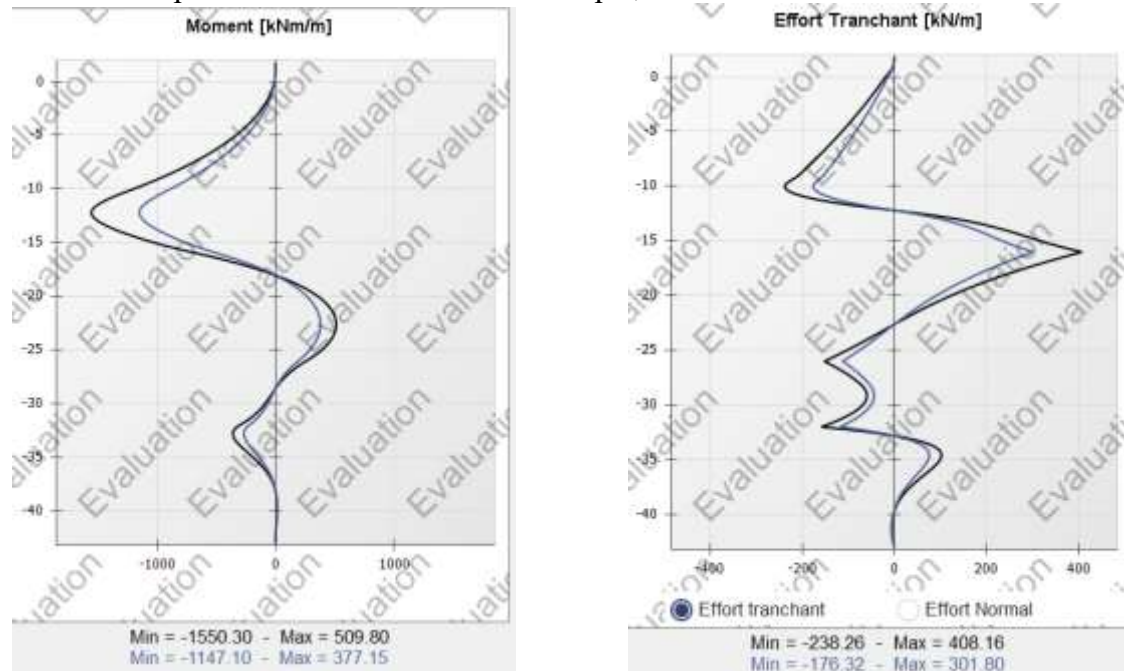


Figure VII.15 : Diagrammes des efforts internes de l'écran composite en ST fondamental.

Voici le tableau récapitulatif des efforts internes de l'écran composite :

Tableau VII.8 : Efforts internes maximaux de l'écran composite en ST fondamental

Sollicitation à ELU	Valeur
Moment (Kn.m)	4650,9
Effort tranchant (Kn)	1224,48

VII.9.1.2 Vérification de la résistance interne des chemises

- Vérification de la résistance au cisaillement

Tableau VII.9 : paramètres de vérification du cisaillement des chemises.

Paramètre	Application numérique	Valeur
A_v	$\pi * 1219 * 12,7$	48636 mm ²
$V_{pl,Rd}$	$\frac{48636 * 388}{\sqrt{3} * 1} * 10^{-3}$	10889 kn
VEd	-	1224,48 kn

$$1224,48 \text{ KN} < 10889 \text{ KN}$$

Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée.

- Vérification de la résistance au moment de flexion

Tableau VII.10: paramètres de vérification du moment de flexion des chemises.

Paramètre	Application numérique	Valeur
VEd	-	1224,48 kn
$0,5 V_{pl,d}$	$0,5 * 10889$	5444 kn
$1224,48 \text{ kn} < 5444 \text{ kn}$		
M_{c,Rd}	$18472,95 * \frac{388}{1} * 10^{-3}$	7167, 5kn.m
MEd	-	4650, 9kn.m

$$4650,9 \text{ kn.m} < 7167,5 \text{ kn.m}$$

La résistance au moment de flexion est vérifiée.

VII.9.1.3 Vérification de stabilité générale

VII.9.1.3.1 situation transitoire

L'évaluation de la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du risque de grand glissement constitue une étape fondamentale.

À cet effet, une modélisation numérique a été développée sur le logiciel Rocscience Slide afin de vérifier la stabilité globale de la structure conformément aux exigences de l'Eurocode 7, les calculs ont été menés selon l'Approche 3 qui consiste à appliquer simultanément des coefficients de pondération pour amplifier les actions appliquées et pour minorer les caractéristiques de résistance au cisaillement de la stratigraphie du site.

La recherche de la surface de rupture circulaire critique et la détermination du coefficient de sécurité minimal ont été effectuées en appliquant la méthode de Bishop simplifiée.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ha Type
Remblai		17	Mohr-Coulomb	0	40	Water Surface	Constant
Sol meuble		17.3	Mohr-Coulomb	1.8	14	Water Surface	Constant
Marne altérée		18.4	Mohr-Coulomb	40	25	Water Surface	Constant

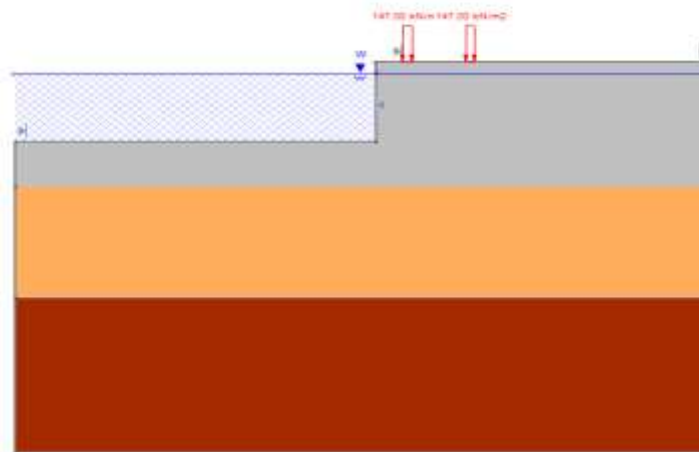


Figure VII.16 : Modèle numérique d'analyse de la stabilité globale

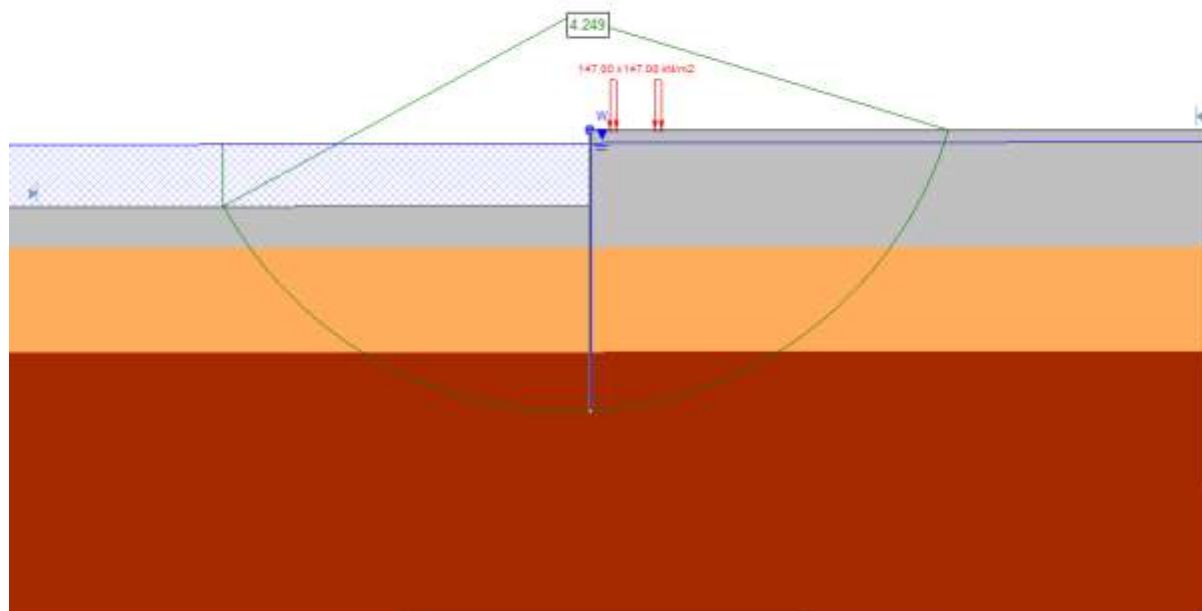


Figure VII.17 : résultats de la stabilité générale du site en ST fondamental.

VII.9.2 situation durable fondamentale

VII.9.2.1 vérification du défaut de butée

Tableau VII.11 : résultats de calcul du défaut de butée de l'écran composite en SD fondamental

Situation	$Bt;d$ (KN/m)	$Bm;d$ (KN/m)	Vérification $Bt;d < Bm;d$
SD Fondamental	6473,96	13782,31	Vérifie

VII.9.2.2 vérification de la stabilité générale

VII.9.2.2.1 situation durable (fondamentale)

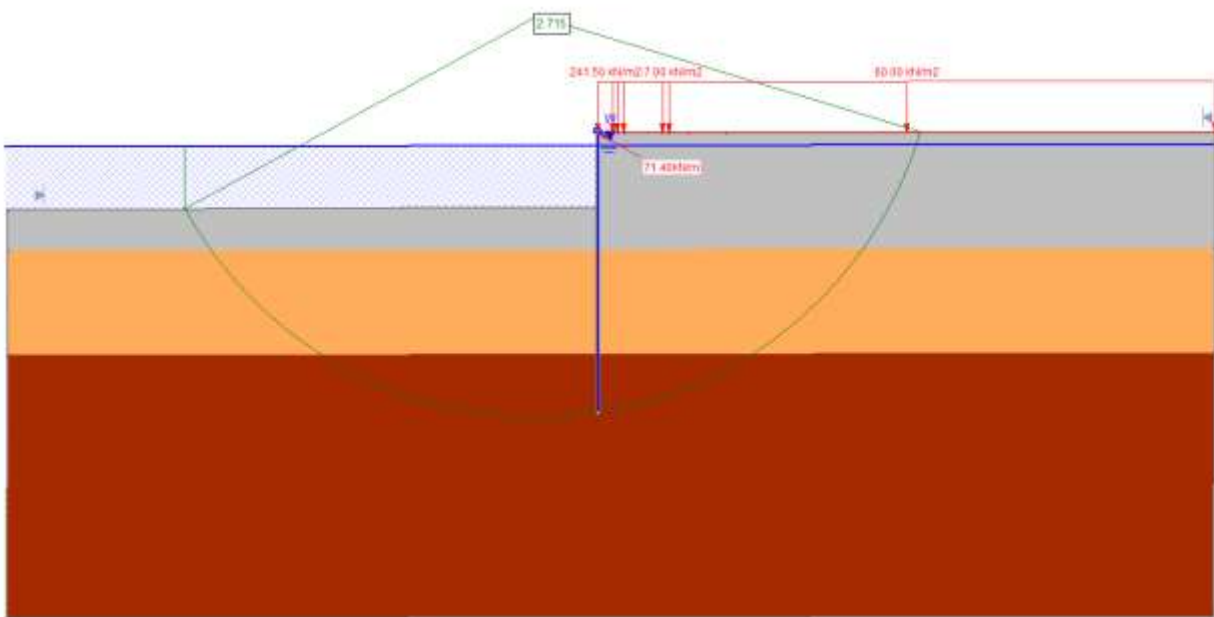


Figure VII.18 : Résultats de la stabilité générale du site en SD fondamental.

Le calcul détaillé est joint dans l'annexe 02

VII.9.2.2.2 situation durable (sismique)

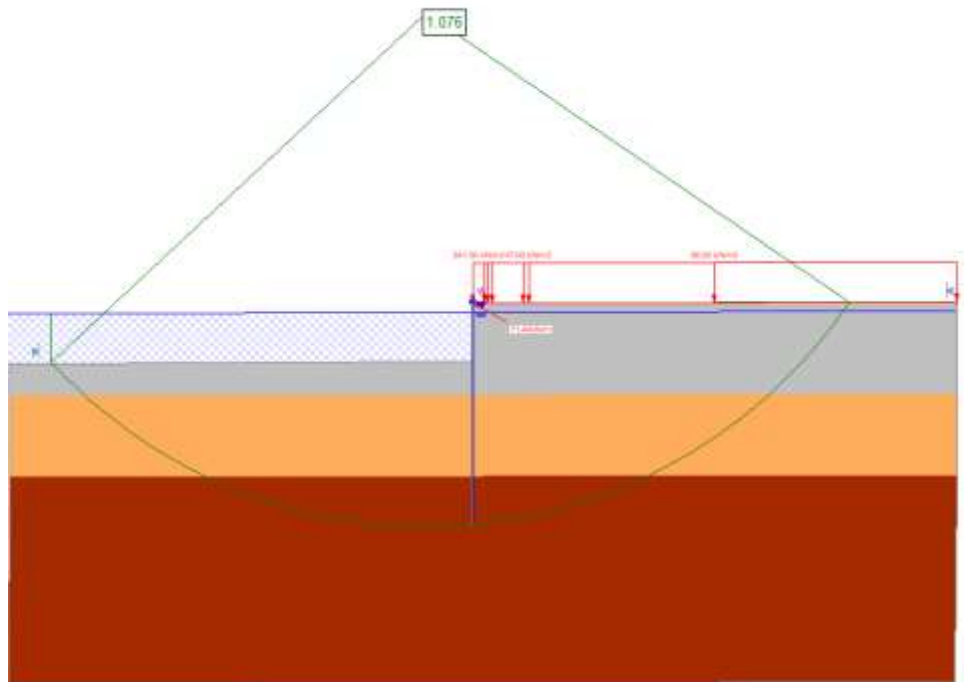


Figure VII.19 : Résultats de la stabilité générale du site en SD sismique.

VII.9.3 Vérification du défaut de butée de la plaque d'ancrage

Le coefficient de butée est donné par la formule suivante :

$$k_{p\gamma} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : Angle de frottement interne (36°)

$$P_b = K_p \times \frac{h^2}{2} \times \gamma' \times e h \times 2 \times \frac{1}{1,4}$$

$$P_b = 556,87 \text{ KN}$$

L'effort axial du tirant (d'après K réa) = 405 KN

$$405 \text{ KN} < 556,87 \text{ KN (Vérifie)}$$

VII.10 Calcul des coefficients de poussées

Le calcul des coefficients de poussée K_a sera établi par la méthode de Mononobe-Okabe

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

Le coefficient de poussée K_q due à la charge d'exploitation est donné par la formule suivante :

$$k_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne ;

δ : Angle du frottement du sol sur l'écran

Pour un frottement mur-sol : $\delta = 2\varphi / 3$

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

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

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

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{K_H}{1 \pm K_V} \right)$$

Tableau VII.11: tableau des coefficients de poussée

Couche de sol	Remblai	Sol meuble	Marne altérée
γ (KN/m ³)	17	17,3	18,4
ϕ (°)	32,00	14,00	25,00
δ	21,33	9,33	16,67
λ (%)	2,00	2,00	2,00
β	0,00	0,00	0,00
θ_1 (Séisme ascendant)	0,210	0,210	0,210
θ_2 (Séisme descendant)	0,186	0,186	0,186
K_a (statique)	0,283	0,562	0,369
K_{ad} (Séisme ascendant)	0,447	0,879	0,564
K_{ad} (Séisme descendant)	0,426	0,819	0,538
K_q (statique)	0,283	0,562	0,369
K_{qd} (Séisme ascendant)	0,447	0,879	0,564
K_{qd} (Séisme descendant)	0,426	0,819	0,538

VII.11 Calcul des efforts

VII.11.1 Poussées des terres P2

La pression exercée par les terres sur un écran en point est donnée par la formule suivante :

$$P2i = (\sum \gamma_i h_i) K_{ai}$$

h_i : Hauteur de la couche i des terres et γ_i sont poids volumique

K_{ai} : Coefficient de poussée

Tableau VII.12: tableau des poussées statiques

Z (m) NGA	γ (KN/m ³)	K_a	σ'_v (KN/m ²)	σ'_h (KN/m ²)
1,8	/	0,283	-	-
0	17	0,283	30,6	8,7
-10	10,5	0,283	135,6	38,4
-13,5	10,5	0,283	172,4	48,8
		0,562		96,8
-39,5	11	0,562	458,4	257,4
		0,369		169,2
-43	11	0,369	496,9	183,4

Tableau VII.13: tableau des poussées (Séisme ascendant)

Z (m) NGA	γ (KN/m3)	Ka	σ'_v (KN/m2)	σ'_h (KN/m2)
1,8	/	0,447	-	-
0	17	0,447	30,6	13,7
-10	10,5	0,447	135,6	60,6
-13,5	10,5	0,447	172,4	77,1
		0,879		151,5
-39,5	11	0,879	458,4	403,0
		0,564		258,5
-43	11	0,564	496,9	280,2

Tableau VII.14: tableau des poussées (Séisme descendant)

Z (m) NGA	γ (KN/m3)	Ka	σ'_v (KN/m2)	σ'_h (KN/m2)
1,8	/	0,426	-	-
0	17	0,426	30,6	13,0
-10	10,5	0,426	135,6	57,7
-13,5	10,5	0,426	172,4	73,4
		0,819		141,1
-39,5	11	0,819	458,4	375,2
		0,538		246,5
-43	11	0,538	496,9	267,2

VII.11.2 Poussées due à la surcharge d'exploitation P_{sr}

Elle est donnée par la formule suivante :

La contrainte : $\sigma_i = kq_i \times q$;

Où q est la surcharge uniforme.

La poussée : $P_{sr\ i} = \sigma_i \times h_i$

On a $q = 6\text{t/m}^2$

Tableau VII.15: Poussée due à la surcharge d'exploitation (Statique)

Z (m) NGA	Formule	Kq (statique)	σ'_h (KN/m2)
+ 1,80 m → - 13.50	6 x 0.283	0.283	17,0
-13.50 m → - 39.50	6 x 0.562	0.562	33,7
-39.50 m → - 43.00	6 x 0.369	0.369	22,1

Tableau VII.16: Poussée due à la surcharge d'exploitation (Séisme ascendant)

Z (m) NGA	Formule	Kq	$\sigma'h(Kn/m^2)$
+ 1,80 m → - 13.50	6 x 0,447	0,447	26,8
-13.50 m → - 39.50	6 x 0,879	0,879	52,8
-39.50 m → - 43.00	6 x 0,564	0,564	33,8

Tableau VII.17: Poussée due à la surcharge d'exploitation (Séisme descendant)

Z (m) NGA	Formule	Kq	$\sigma'h(Kn/m^2)$
+ 1,80 m → - 13.50	6 x 0,426	0,426	25,6
-13.50 m → - 39.50	6 x 0,819	0,819	49,1
-39.50 m → - 43.00	6 x 0,538	0,538	32,3

VII.11.3 Poussée due au marnage Pm

La pression due au marnage est donnée par la formule suivante : $\sigma = e \times \gamma_w$

e : Marnage (e = 0.34m)

h : Profondeur au pied du quai

γ_w : Densité de l'eau de mer ($\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$)

D'où les poussées due au marnage :

$$P1 = 0,5\sigma.e ;$$

$$YG1 = h + \frac{e}{3} ;$$

$$P2 = \sigma .h ;$$

$$YG2 = h$$

Tableau VII.18: Poussée due au marnage

e (m)	0,34
$\gamma_w (Kn/m^3)$	10,3
h (m)	10
$\sigma (Kn/m^2)$	3,5
P1 (Kn/ml)	0,6
YG1 (m)	10,11
P2 (Kn/ml)	35,0
YG2 (m)	5,00

VII.11.4 Poussée hydrodynamique P_w

VII.11.4.1 phase transitoire

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

$$P_w = \frac{7}{8} \times Kh \times \gamma_w \times h^2$$

$Kh = 0.20$ g

Poids volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1.03$ t/m³

h : Profondeur au pied du quai

Le bras de levier de la poussée est $Z = 0.4h$

$$P_w = 0.875 \times 0.20 \times 10,3 \times 10^2 = 180,25 \text{ KN/m}$$

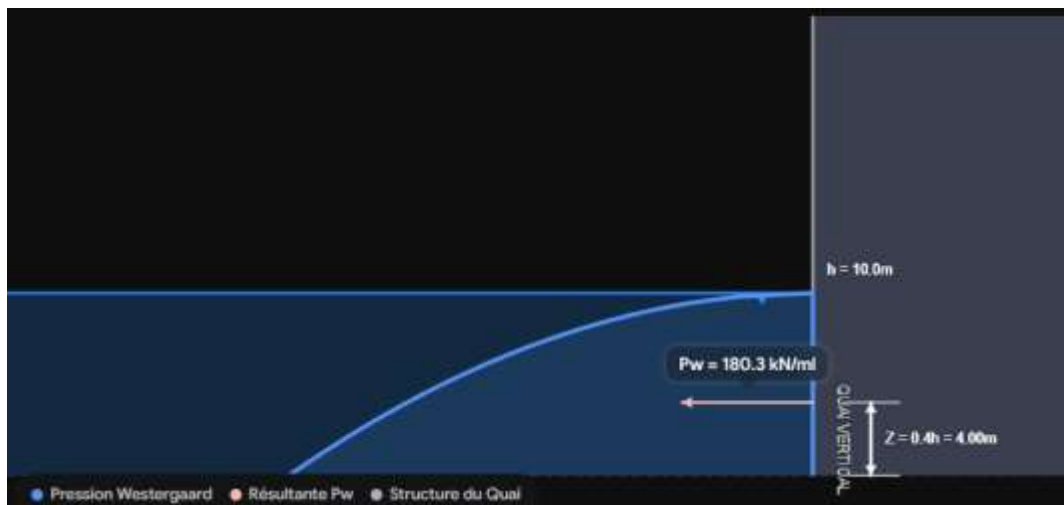


Figure VII.20 : Distribution de la pression hydrodynamique de Westergaard en situation transitoire.

VII.11.4.2 phase durable

$$P_w = \frac{7}{8} \times Kh \times \gamma_w \times h^2$$

$Kh = 0.25$ g

$$P_w = 0.875 \times 0.25 \times 10,3 \times 10^2 = 225,31 \text{ KN/m}$$

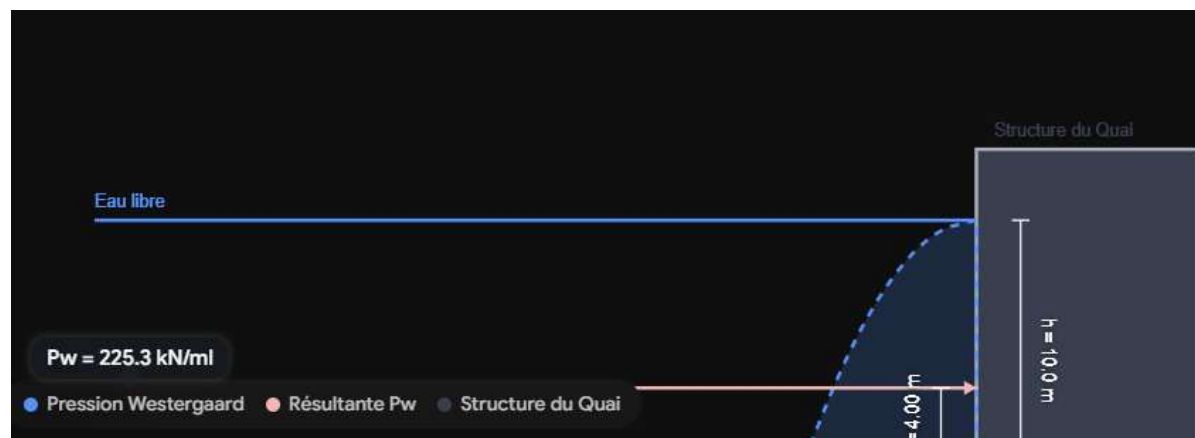


Figure VII.21 : Distribution de la pression hydrodynamique de Westergaard en situation-Durable.

VII.12 Ferrailage des pieux

Le ferrailage des pieux est établi conformément au RPOA 2008.

VII.12.1 Armature longitudinale

La section minimale des armatures longitudinales reportée à la section du pieu est 0,5% avec un diamètre minimal de 12 mm et un nombre des barres minimal de 6.

$$A_{s,min} = \frac{0,5}{100} \times \frac{\pi \times D^2}{4} = 56,52 \text{ cm}^2$$

On opte pour 20 HA20 d'où $A_s = 62,83 \text{ cm}^2$

VII.12.2 Armature transversale

Les armatures transversales minimales sont définies par un diamètre et un espacement minimal. D'où un diamètre minimal des barres est égal à 10 mm, un espacement maximal nu à nu des cerces de 12 fois Φ_l .

Φ_l : diamètre des barres longitudinales.

Espacement minimal :

$$12 \times \Phi_l = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté consiste en une cerce de HA12 avec un espacement $St = 10 \text{ cm}$.

VII.12.3 Enrobage

$$c \geq \max(a; \phi L)$$

D'où

c : l'enrobage

ϕL : diamètre des barres longitudinales

a : protection des armatures définie selon l'environnement dans le tableau suivant :

Tableau VII.19: Valeur de protection des armatures.

Des ouvrages à la mer ou exposée à une atmosphère agressive	5 cm
Paroi exposée aux intempéries ou au contact d'un liquide	3 cm
Parois situées dans des locaux clos et couverts	1 cm

D'où

$$c \geq \max(5; 2) \text{ alors } c \geq 5 \text{ cm}$$

On opte pour un enrobage de 5 cm.

Voici une coupe qui représente le ferrailage des pieux :

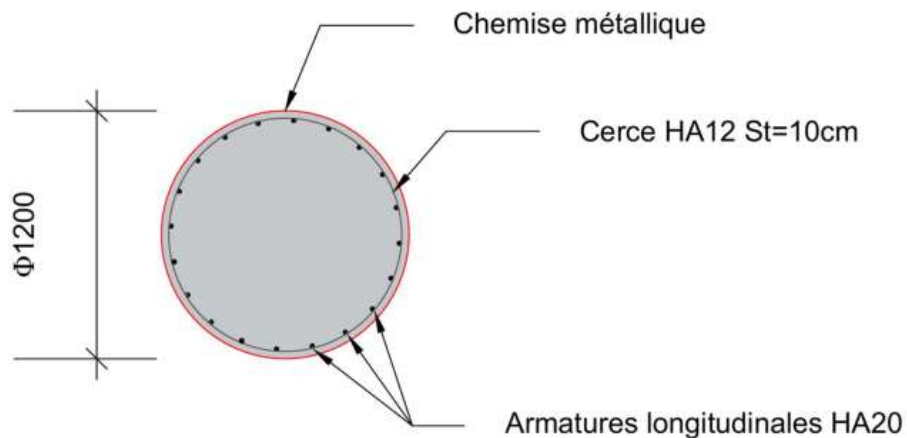


Figure VII.22 : Ferrailage de la section droite du pieu.

VII.13 Ferrailage de plaque d'ancrage

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

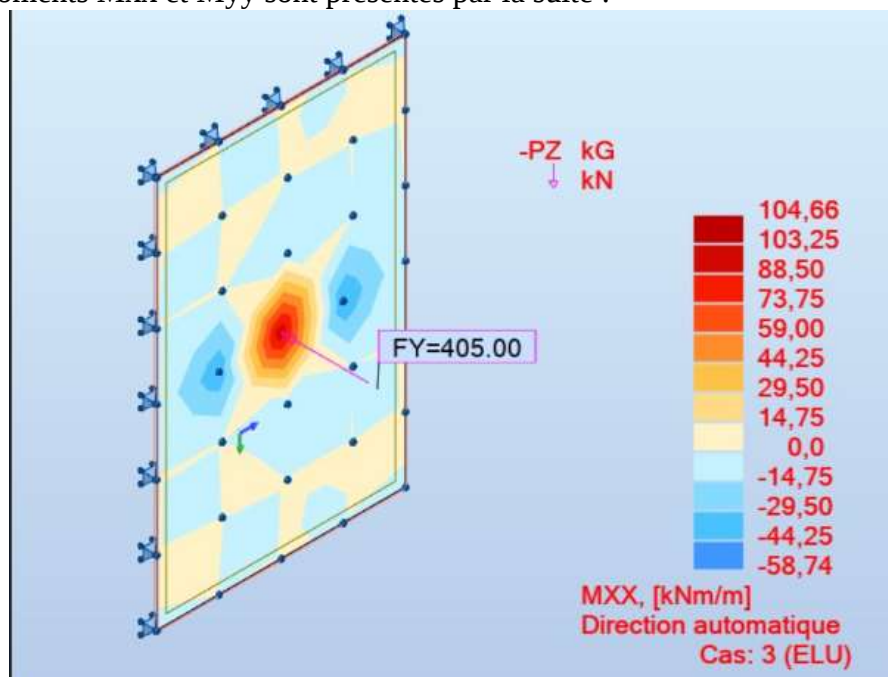


Figure VII.23 : Distribution du moment de flexion M_{xx} (ELU)

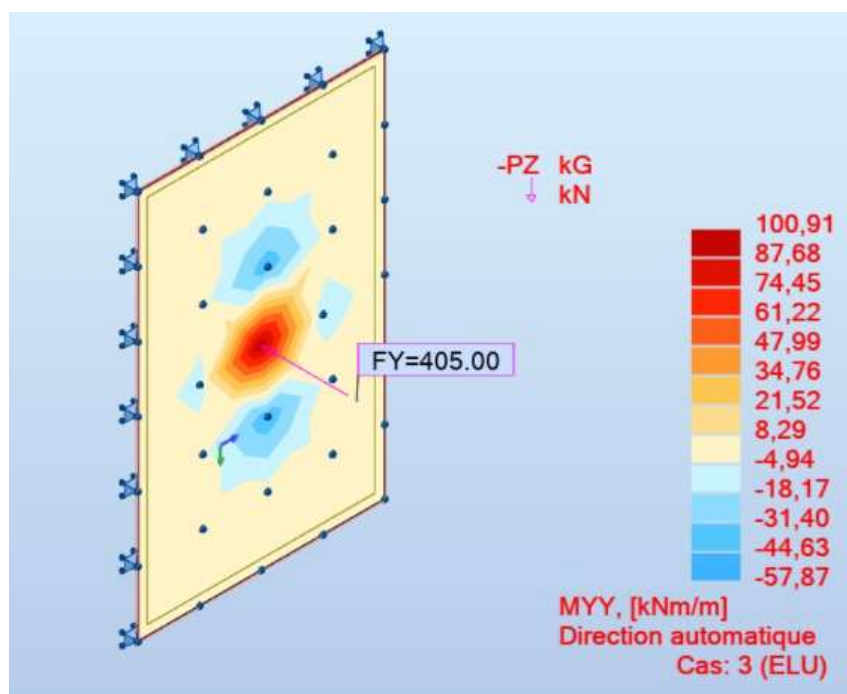


Figure VII.24 : Distribution du moment de flexion M_{yy} (ELU)

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

Tableau VII.20: $M_{xx,max}$ de la plaque.

	ELU
$M_{xx} (+)$ (Kn.m)	100,91
$M_{xx} (-)$ (Kn.m)	57,87

Ferraillage de la plaque selon M_{xx} :

Tableau VII.21: Ferraillage de la plaque selon M_{xx} .

Section	Ferraillage théorique	Ferraillage adopté / ml
$A_{s,inf}$ (cm²)	4,1	HA10/15
$A_{s,sup}$ (cm²)	6,7	HA12/15

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

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

Tableau VII.22: $M_{yy,max}$ de la plaque.

	ELU
$M_{yy} (+)$ (Kn.m)	104,66
$M_{yy} (-)$ (Kn.m)	57,74

Ferraillage de la plaque selon M_{yy} :

Tableau VII.23: Ferraillage de la plaque selon M_{yy} .

Section	Ferraillage Théorique (cm²)	Ferraillage adopté / ml
$A_{s,inf}$ (cm²)	4,1	HA10/15
$A_{s,sup}$ (cm²)	6,9	HA12/15

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

VII.13.1 coupe de ferrailage de la plaque

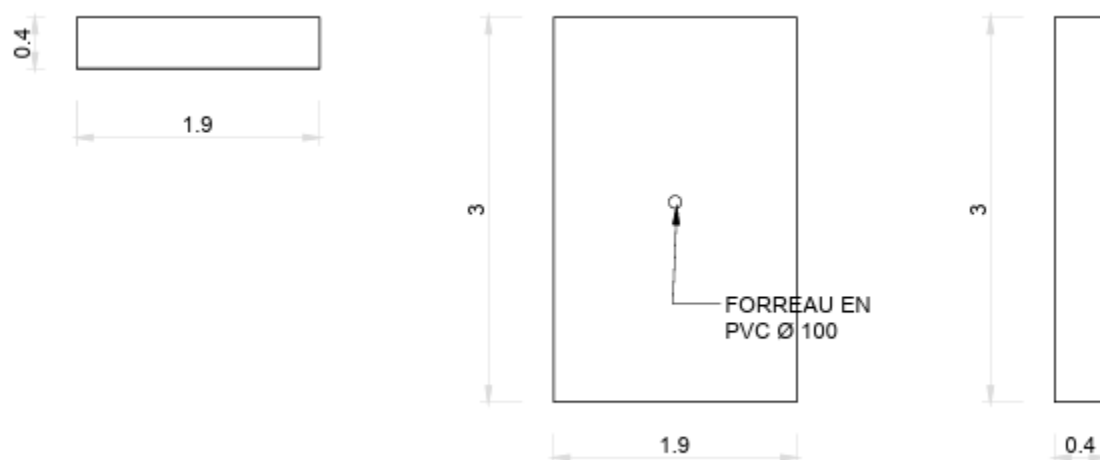


Figure VII.25 : plan de géométrie

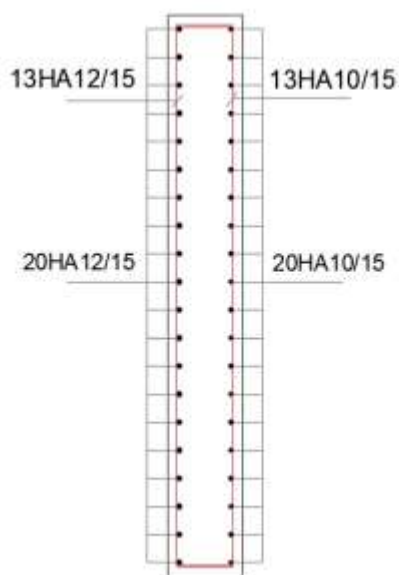


Figure VII.26 : Ferrailage de la plaque

VII.14 Ferrailage de la poutre couronnement

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

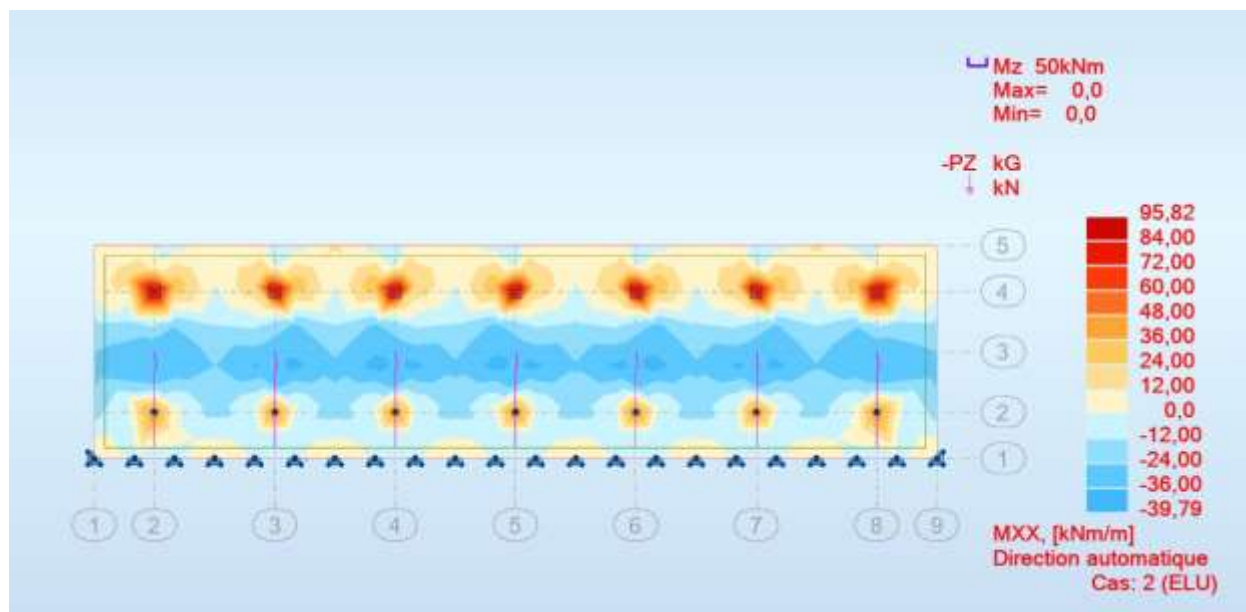


Figure VII.27 : Distribution des moments de flexion M_{xx}

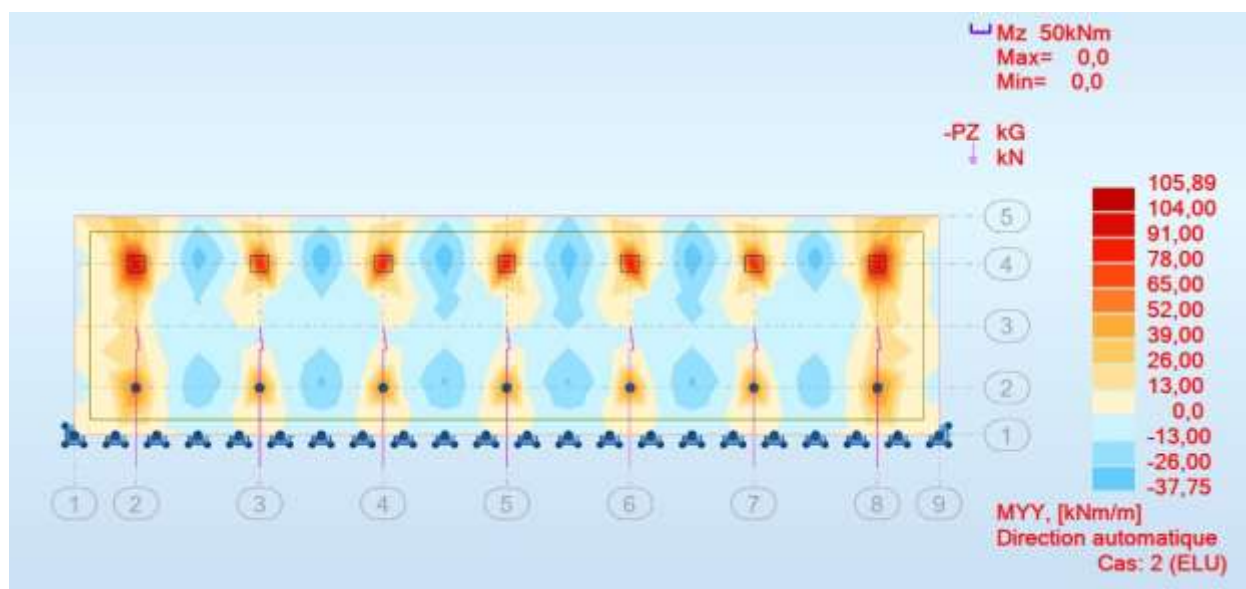


Figure VII.28 : Distribution des moments de flexion M_{yy}

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

Tableau VII.24: $M_{xx,max}$ de la poutre.

	ELU
$M_{xx} (+)$ (Kn.m)	95,82
$M_{xx} (-)$ (Kn.m)	39,82

Ferraillage de la poutre selon M_{xx} :

Tableau VII.25: Ferraillage de la plaque selon M_{xx} .

Section	Ferraillage Théorique(cm^2)	Ferraillage adopté / ml
$A_{s,inf}$ (cm^2)	13,4	HA20/20
$A_{s,sup}$ (cm^2)	13,4	HA20/20

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

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

Tableau VII.26: $M_{yy,max}$ de la poutre.

	ELU
$M_{yy} (+)$ (Kn.m)	105,89
$M_{yy} (-)$ (Kn.m)	37,75

Ferraillage de la poutre selon M_{yy} :

Tableau VII.27: Ferraillage de la plaque selon M_{yy} .

Section	Ferraillage Théorique(cm^2)	Ferraillage adopté / ml
$A_{s,inf}$ (cm^2)	13,4	HA20/20
$A_{s,sup}$ (cm^2)	13,4	HA20/20

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

VII.14.1 Coupe de ferrailage de la poutre

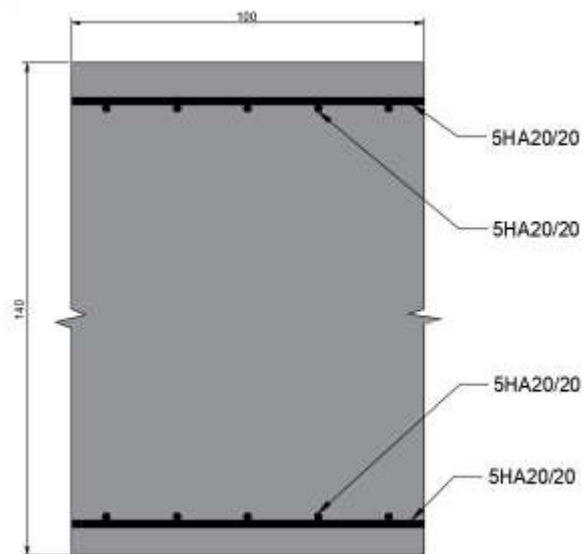


Figure VII.29 : Ferrailage de la poutre de couronnement

VII.15 Devis quantitatif et estimatif

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

VII.15.1 Estimation du cout

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

N°	Désignation des prestations	Unité	Quantité	P.U Réel (DA)	Montant Total (DA)
01	Forage de pieux de diamètre 1200 mm en site maritime	ml	2275	25 000.00	56 875 000.00
02	Fourniture et mise en œuvre de béton de classe marine pour pieux	m ³	2572,5	32 000.00	82 320 000.00
03	Fourniture et façonnage d'acier haute adhérence (Ferrailage pieux)	kg	240000	160.00	38 400 000.00
04	Fourniture et fonçage de tubes métalliques de protection (Chemises)	kg	850000	280.00	238 000 000.00
05	Béton armé pour poutre de couronnement et liaison (Béton B35)	m ³	3850	38 000.00	146 300 000.00
06	Fourniture, découpe et pose d'acier de ferrailage	kg	410000	160.00	65 600 000.00

	pour supers- tructure				
07	Coffrage lourd étanche pour poutres de couronne- ment mari- times	m ²	4500	3 500.00	15 750 000.00
08	Fourniture et pose de ti- rants d'an- crage métal- liques précon- traints	U	120	450 000.00	54 000 000.00
09	Réalisation des massifs d'ancrage arrière en béton armé	m ³	1150	28 000.00	32 200 000.00
10	Fourniture et mise en œuvre d'acier HA pour massifs d'an- crage	kg	92000	160.00	14 720 000.00
11	Fourniture et pose de Bol- lards en fonte (Bornes - Capacité 100 T)	U	18	950 000.00	17 100 000.00
12	Fourniture et pose de Dé- fenses de quai (Fenders cy- lindriques)	U	24	1 400 000.00	33 600 000.00
13	Remblais techniques sélectionnés (GNT) der- rière le quai	m ³	45000	1 800.00	81 000 000.00
14	Corps de chaussée et revêtement en	m ²	12000	4 500	54 000 000.00

	béton bitumeux lourd				
--	----------------------	--	--	--	--

Montant total général : 929 865 000.00 DA

VII.16 Phasage des travaux

VII.16.1 Quai de la casbah

L'ouvrage de confortement du quai de la Casbah sera réalisé sur une file de pieux Ø1.219m espacés de 3 ml et seront fichés à la cote allant de -33 à -43m du côté raccordement avec le quai de la passe casbah. Ces pieux sont constitués de chemises en acier d'épaisseur moyenne de 12.7 mm. Les chemises du quai seront dotées d'une protection cathodique contre la corrosion marine. Les travaux de réalisation du confortement du quai comprennent la réalisation des travaux suivants :

- Dépose des appareils.
- Démolition et enlèvement d'une partie du couronnement du quai existant.
- Réalisation d'une souille draguée à la cote (-12m) le long de l'ouvrage.
- Battage des chemises en aciers pour les pieux.
- Forage et curage des pieux.



Figure VII.30 : Forage et curage des pieux

- Mise en place des armatures à l'intérieur des chemises pour pieux.
- Mise en œuvre du béton pour pieux.



Figure VII.31 : Mise en œuvre béton de pieux

- La préfabrication et la mise en place des panneaux préfabriqués pour former le mur de quai ; Les éléments préfabriqués proposés pour la réalisation de panneaux du confortement du quai de La Casbah sont constitués de :
 - D'un élément type A1, A2, F, B1 et E1 en béton armé.
 - D'un bloc type C servant d'appui au panneau.



Figure VII.32 : Mise en place des éléments Préfabriqués

- La mise en place d'un béton immergé.



Figure VII.33 : Mise en œuvre du béton immergé

- Le forage et le scellement des barres d'acier HA20 dans les blocs du quai Existant,
- Mise en place des armatures pour la poutre de couronnement.



Figure VII.34 : la mise en place d'armature pour de la poutre de couronnement

- Mise en œuvre du béton pour la poutre de couronnement.
- La mise en place de tout venant derrière les éléments préfabriqués.
- Mise en place de tirant d'ancrage.



Figure VII.35 : la mise en place des tirants d'ancrage

VII.16.1.1 Préfabrication et transport et pose des éléments en béton armé de type C, A1, A2, E1, B1 et F pour quai de la casbah :

Les éléments préfabriqués seront transportés à partir de l'aire de préfabrication en utilisant des camions à benne et semi-remorque. La pose de ces éléments est assurée par l'utilisation d'une grue grand tonnage et une assistance de plongeurs qualifiés dans le domaine, on procède par la pose des éléments type A1, A2 ensuite C Inférieur et C supérieur ensuite en pose les éléments type F ensuite on passe à la pose des éléments B1 et E1 toute en assurant un placage entre tous ces éléments.

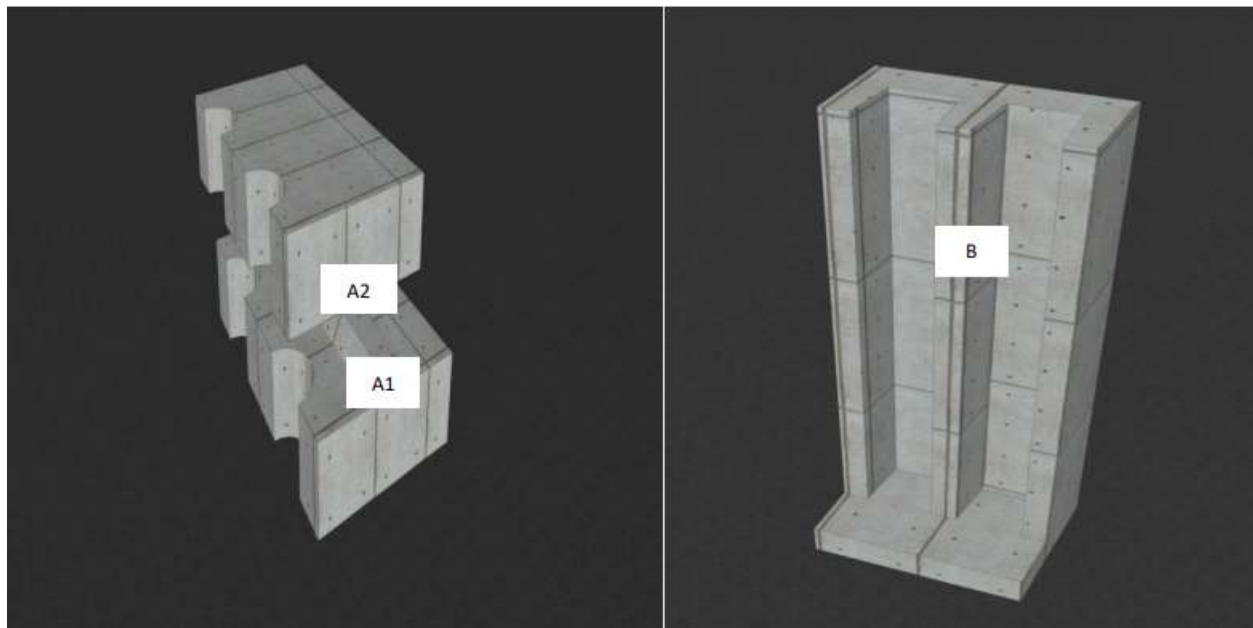


Figure VII.36 : Vue en 3D des éléments A1, A2 et B

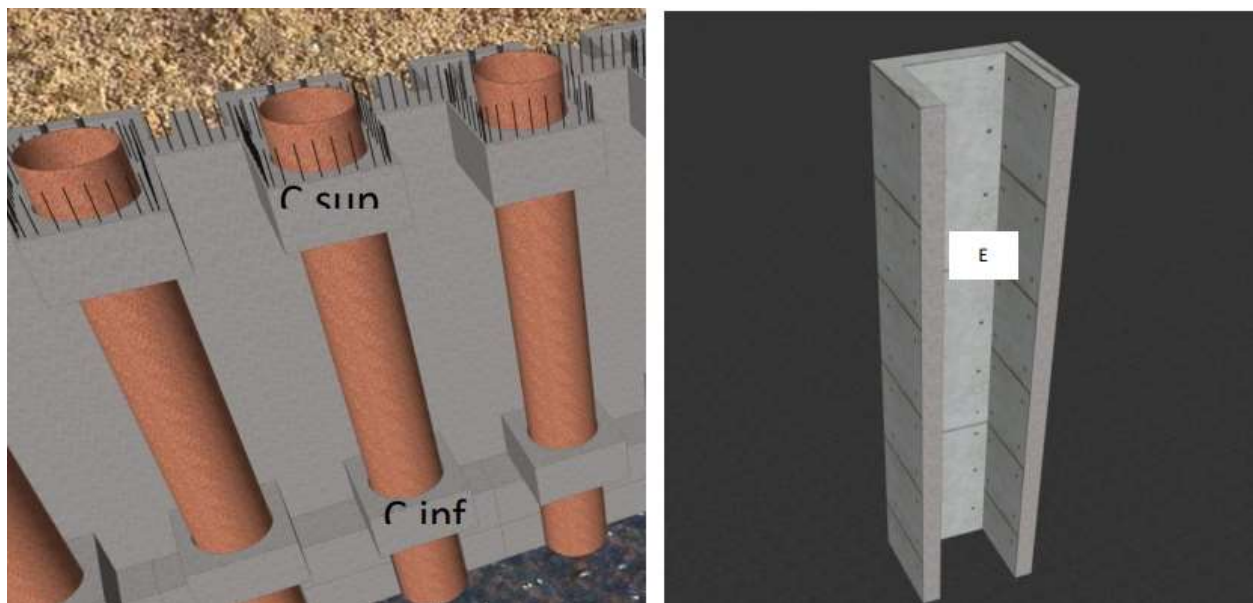


Figure VII.37 : Vue en 3D des éléments E et C

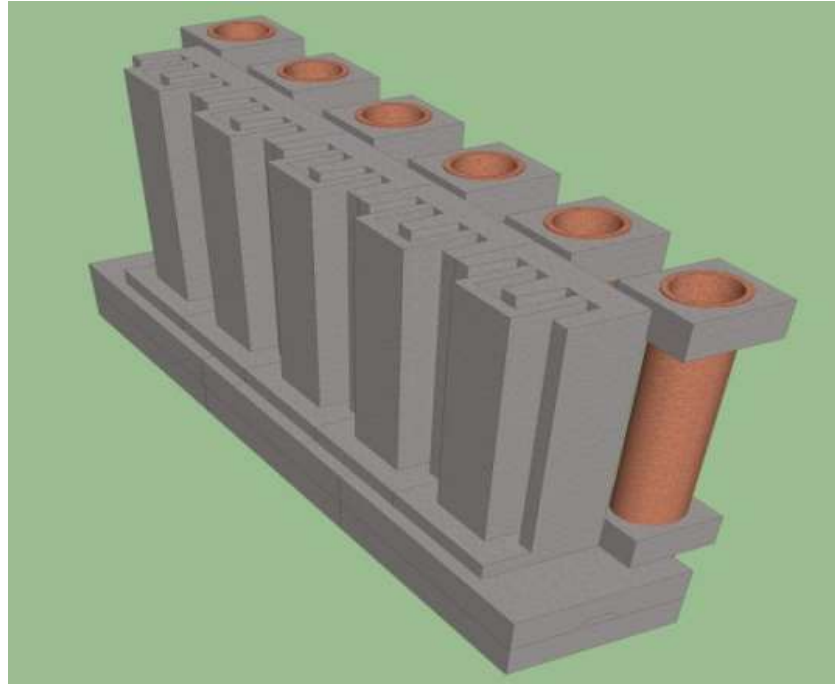


Figure VII.38 : Vue en 3D illustrant la mise en place d'éléments préfabriqués

VII.16.2 Quai de la passe casbah

L'ouvrage de confortement du quai de la Passe Casbah est constitué d'une file de pieux Ø1.219m espacés de 3 ml et seront fichés à la cote -43m. Ces pieux sont constitués de chemises en acier d'épaisseur moyenne de 12.7 mm

Les éléments préfabriqués proposés pour le confortement du quai de la Passe Casbah sont constitués :

- D'un élément type G en béton armé en forme de T.
- D'un bloc type C servant d'appui au panneau. Il est prévu deux blocs par pieu.

Les chemises du quai nécessitent une protection cathodique contre la corrosion marine.

VII.16.3 Raccordement entre le quai Casbah et Passe

Casbah

Pour assurer la jonction entre le quai Casbah et le quai de la passe Casbah, une partie du retour du quai de la passe (sur un linéaire d'environ 11m) sera confortée comme suit :

- Le battage et le forage de pieux à la cote -43m ;
- Le dragage des souches pour réaliser les fondations et protéger le quai en pied.
- La préfabrication et la mise en place des éléments préfabriqués pour former le mur de quai ;
- La dépose des accessoires de quai existants, bollards, défenses d'accostage ;
- La démolition des structures existantes au-dessus de la cote +0,20 m ;

- La réalisation d'une superstructure en béton armé comme nouveau couronnement du quai ;
- Mise en œuvre du béton pour la poutre de couronnement.
- La mise en place de tout venant derrière les éléments préfabriqués.
- Mise en place de tirant d'ancrage.
- La fourniture et la pose de bollards, défenses d'accostage ;
- La réalisation du revêtement du terre-plein

VII.17 Conclusion

En conclusion, la solution retenue pour le confortement et le rempiétement du quai repose sur la mise en place de fondations profondes encastrées dans le substratum marneux résistant. sur cette base, plusieurs modes de rupture critiques ont été rigoureusement analysés, notamment l'instabilité générale du site, le défaut de butée et la rupture par insuffisance de résistance interne des matériaux, ces risques ont été vérifiés pour chacune des situations de calcul, à savoir les situations fondamentales et sismiques, et ce pour chaque phase du projet.

Le dimensionnement détaillé des éléments structuraux de l'ouvrage a été réalisé en intégrant les différentes combinaisons d'actions et en prenant en compte les caractéristiques mécaniques du sol.

Par ailleurs, la stabilité générale et le comportement des écrans face aux sollicitations horizontales ont été vérifiés à l'aide des logiciels Slide et K-Réa, tandis que le ferrailage optimal a été déterminé via Robot Expert, garantissant ainsi la parfaite sécurité de l'ouvrage en situations d'exploitation.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études nous a permis de traiter la problématique complexe du confortement et du rempiètement d'un quai en blocs existant, nous avons commencé par la présentation de l'ouvrage et de son contexte géographique et historique au vieux port de Béjaïa, dans le but d'identifier les conceptions adoptées à l'époque de sa construction, cette étape a été suivie par une expertise approfondie de l'ouvrage existant, s'appuyant sur des inspections aériennes et sous-marines, visant à évaluer l'état actuel du quai et à mettre en évidence ses désordres structurels afin de justifier la nécessité des travaux.

Les caractéristiques géotechniques du site ont ensuite été exploitées à travers l'analyse de la lithologie locale, cette phase essentielle a permis de définir les paramètres mécaniques des différentes couches de sol en place, notamment le substratum marneux résistant destiné à recevoir les fondations.

Après évaluation de l'état structurel critique des postes 12, 13 et 14 (quai Casbah et passe Casbah) et les résultats des investigations géotechniques, la solution retenue a consisté à consolider l'ouvrage par la mise en place d'un système de fondations profondes sur pieux, reliant l'ancien quai par des éléments préfabriqués en béton armé.

En application des normes et règlements en vigueur, nous avons procédé aux vérifications de la stabilité globale, à l'analyse des efforts de poussée et de butée, et enfin au dimensionnement détaillé du ferrailage de la poutre de couronnement et de la plaque, toutes ces vérifications ont été menées avec rigueur pour l'ensemble des phases transitoires et durables, en situations fondamentale, sismique.

Enfin, ce projet de fin d'études a constitué une étape essentielle dans notre parcours de futurs ingénieurs, il nous a offert l'opportunité de développer une méthodologie rigoureuse face aux problématiques d'interaction sol-structure en milieu maritime et d'acquérir des compétences techniques et logicielles précieuses que nous pourrions pleinement valoriser dans notre future vie professionnelle.

Références bibliographiques

- [1] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME I*, Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984).
- [2] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME II*, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Paris. France Édition Eyrolles (1972).
- [3] R. Bonnefille, *Mouvement de la mer*, Revue technique de l'ingénieur n° C4610
- [4] D. Caminade, *Ouvrages de protection des côtes*, Revue technique de l'ingénieur n° C4690.
- [5] AMAR Samuel & JÉZÉQUEL Jean-François, *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place*, 1998.
- [6] MAGNAN Jean-Pierre, *Résistance Au Cisaillement*, 1994.
- [7] MANFRED Hirt & ROLF Bez. *Construction Métallique, Volume 10*, Lausanne, Avril 1994.
- [8] SEBASTIEN Burlon, *Calcul Des Ouvrages Géotechniques Selon L'Eurocode 7*, 2017.
- [9] TERRASOL, *Manuels techniques du logiciel K-REA V5*, 2024
- [10] S. ALIOUA « étude du comportement des sols de la zone portuaire de BEJAIA soumis à la sollicitations sismique » UMMTO-TIZI OUZOU

Webographie

<https://www.cerema.fr> : Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement.

<https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu> : Portail officiel des normes européennes de calcul des structures.

<https://www.rocscience.com> : Documentation technique et support pour la modélisation géotechnique (Slide2).

<http://www.portdebejaia.dz> : Présentation des infrastructures et du plan de développement portuaire.

<https://www.techniques-ingenieur.fr> : Articles de référence sur la conception et la réhabilitation des ouvrages de génie civil

<http://www.cgs-dz.org> : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

Annexes :

Annexe 01 : Détail de calcul du défaut de Butée.

Annexe 02 : Détail de calcul de la stabilité Générale du site.

Annexe 03 : Détail de calcul du ferrailage.

Annexe 01 : Détail de calcul du défaut de Butée.



v.6.0.6

AFFAIRE 002

BEJAIA 2

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités : Métrique, kN, kN/m² Niveau phréatique : 0.00 m
Poids volumique de l'eau : 10.00 kN/m³ Nombre d'itérations par phase de calcul : 300
Pas de calcul : 0.10 m Prise en compte moments 2nd ordre : non
Définition du projet : Collée

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z	y	y'	φ	σ	σ_c	k ₀	k _{ax}	k _{ay}	k _d	k _r	k _{ac}	k _{pc}	k _h	k _{kh}	δ_{slp}	δ_{slp}	k _{ay,min}	P _{max}
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]								[kN/m ²]	[kN/m ²]				[kN/m ²]
remblais	1.80	17.00	7.00	40.00	0.00	0.000	0.957	0.180	10.722	0.357	0.357	0.000	0.000	65677	0	0.667	-0.667	0.100	10000.00
base argile	-16.00	17.30	7.30	14.00	1.80	0.000	0.758	0.553	1.932	0.758	0.758	1.780	3.605	4680	0	0.667	-0.667	0.100	10000.00
matte de rognon (cf. maquette)	-26.00	17.30	7.30	14.00	1.80	0.000	0.758	0.553	1.932	0.758	0.758	1.780	3.605	18993	0	0.667	-0.667	0.100	10000.00
remblais	-32.00	18.40	8.40	25.00	40.00	0.000	0.577	0.349	3.544	0.577	0.577	1.384	5.175	142724	0	0.667	-0.667	0.100	10000.00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z _{base}	EI	W
	[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
1	-43.00	1877696	28.30

Cote de la tête de l'écran : z₀ = 1.80 m

Licence d'évaluation

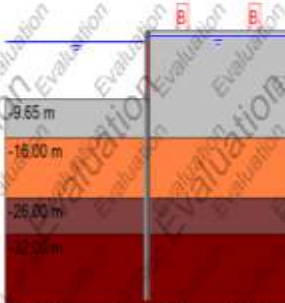
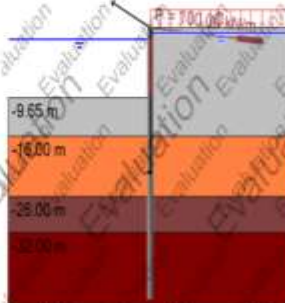
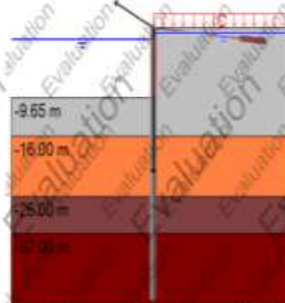
DONNEES

TRANSIT	Phase	ss	X	P	α	Lu	Li
		[m]	[km/m]	[km/h]	[°]	[m]	[m]
1	P2	1.80	195.12	103.00	5.23	22.70	6.20

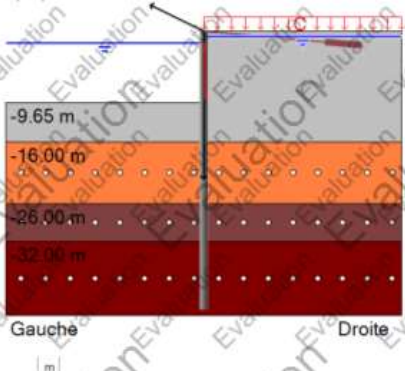
SURCHARGE CA9007	Phase	Case	λ [m]	λ [mm]
1	-	Dose	1.80	60.00
2	-	Dose	1.80	12.00

SURCHARGE BOX/SINE30	Phase	Code	a	b	c	m	q
			[m]	[m]	[m]		[N/mm]
1	P1	Drive	1.80	3.00	1.10	1.250	147.99
2	P1	Push	1.80	(0.00)	1.10	3.380	147.99

FORCE MOMENT	Phase	α [°]	β [°]	γ [°]
1	P2	1.80	21.40	210.99
2	P2	1.80	24.10	90.99

	AFFAIRE 002		
	BEJAIA 2		
SYNTHESE PHASAGE			
	P1 : Phase transitoire 	P2 : Phase transitoire 	P3 : Phase durable 
	Phase transitoire	Phase durable	
	- Excavation (côté gauche) : $z [m] = -9.65$ - Action hydraulique : (droite) $z [m] = 1.00$ - Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°1 $z [m] = 1.80$ $x [m] = 3.00$ $L [m] = 1.10$ $q [kN/m] = 147.00$ $oe = 1.250$ - Surcharge de Boussinesq (côté droit) : n°2 $z [m] = 1.80$ $x [m] = 10.00$ $L [m] = 1.10$ $q [kN/m] = 147.00$ $oe = 1.090$	- Retrait de la charge de boussinesq n°1 - Retrait de la charge de boussinesq n°2 - Surcharge de Caquot : (côté droit) : $z [m] = 1.80$ $q [kN/m] = 60.00$ - Application de la force linéique n°1 $z [m] = 1.80$ $F [kN/m] = 71.40$ $a [m] = 0.10.00$ - Application de la force linéique n°2 $z [m] = 1.80$ $F [kN/m] = 241.80$ $a [m] = 90.00$ - Mise en place du tirant (côté droit) : n°1 $z [m] = 1.80$ $K [kN/m] = 190.12$ $P [kN/m] = 102.00$ $a [m] = 5.00$	- Changement de coefficients parois : Unitaires - Modification de la force linéique n°1 $F [kN/m] = 15.00$ - Surcharge de Caquot : (côté droit) : n°1 $q [kN/m] = 12.00$
	Licence d'évaluation		

Fichier de sauvegarde : C:\Users\Administrateur\AppData\Local\Packages\5319276A-WhatsAppDesktop_cv1g1ganygm\Local\State\sessions\5319C3... bejaia_2\K5P... imprimé le 6/11/2025 3:45 PM calculé le 6/7/2025 à 3:37 PM calculé le 6/7/2025 3:37 PM Page : 3

 Kbea v.6.0.6	AFFAIRE 002 BEJAIA 2																																																			
SYNTHESE PHASAGE																																																				
PA : Phase transitoire +1 																																																				
- Changement de coefficients partiels : Unitaires - Redéfinition de la couche : vase/argile sur côté gauche et droit <table><tr><td>Drainé</td><td>$\phi [^\circ] = 14.00$</td></tr><tr><td>$c [kN/m^2] = 1.80$</td><td>$\delta a/\phi = 0.667$</td></tr><tr><td>$\delta p/\phi = -0.667$</td><td>$k_0 = 0.758$</td></tr><tr><td>$k_{ay} = 0.553$</td><td>$k_{s,min} = 0.100$</td></tr><tr><td>$k_{py} = 1.932$</td><td>$k_d = 0.758$</td></tr><tr><td>$k_r = 0.758$</td><td>$k_{sc} = 1.780$</td></tr><tr><td>$k_{pc} = 3.605$</td><td>$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$</td></tr><tr><td>$k_h [kN/m^2/m] = 4680$</td><td>$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$</td></tr></table> - Redéfinition de la couche : vase/argile sur côté gauche et droit <table><tr><td>Non drainé</td><td>$\phi [^\circ] = 0.01$</td></tr><tr><td>$c [kN/m^2] = 100.00$</td><td>$\delta a/\phi = 0.667$</td></tr><tr><td>$\delta p/\phi = -0.667$</td><td>$k_0 = 0.758$</td></tr><tr><td>$k_{ay} = 1.000$</td><td>$k_{s,min} = 0.100$</td></tr><tr><td>$k_{py} = 1.000$</td><td>$k_d = 0.758$</td></tr><tr><td>$k_r = 0.758$</td><td>$k_{sc} = 2.475$</td></tr><tr><td>$k_{pc} = 2.476$</td><td>$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$</td></tr><tr><td>$k_h [kN/m^2/m] = 19723$</td><td>$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$</td></tr></table> - Redéfinition de la couche : (même décomposé soit meuble) sur côté gauche et droit <table><tr><td>Non drainé</td><td>$\phi [^\circ] = 0.01$</td></tr></table>	Drainé	$\phi [^\circ] = 14.00$	$c [kN/m^2] = 1.80$	$\delta a/\phi = 0.667$	$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.758$	$k_{ay} = 0.553$	$k_{s,min} = 0.100$	$k_{py} = 1.932$	$k_d = 0.758$	$k_r = 0.758$	$k_{sc} = 1.780$	$k_{pc} = 3.605$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$	$k_h [kN/m^2/m] = 4680$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$	Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$	$c [kN/m^2] = 100.00$	$\delta a/\phi = 0.667$	$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.758$	$k_{ay} = 1.000$	$k_{s,min} = 0.100$	$k_{py} = 1.000$	$k_d = 0.758$	$k_r = 0.758$	$k_{sc} = 2.475$	$k_{pc} = 2.476$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$	$k_h [kN/m^2/m] = 19723$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$	Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$	- Redéfinition de la couche : même altéré sur côté gauche et droit <table><tr><td>Non drainé</td><td>$\phi [^\circ] = 0.01$</td></tr><tr><td>$c [kN/m^2] = 250.00$</td><td>$\delta a/\phi = 0.667$</td></tr><tr><td>$\delta p/\phi = -0.667$</td><td>$k_0 = 0.577$</td></tr><tr><td>$k_{ay} = 1.000$</td><td>$k_{s,min} = 0.100$</td></tr><tr><td>$k_{py} = 1.000$</td><td>$k_d = 0.577$</td></tr><tr><td>$k_r = 0.577$</td><td>$k_{sc} = 2.475$</td></tr><tr><td>$k_{pc} = 2.476$</td><td>$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$</td></tr><tr><td>$k_h [kN/m^2/m] = 271312$</td><td>$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$</td></tr></table>	Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$	$c [kN/m^2] = 250.00$	$\delta a/\phi = 0.667$	$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.577$	$k_{ay} = 1.000$	$k_{s,min} = 0.100$	$k_{py} = 1.000$	$k_d = 0.577$	$k_r = 0.577$	$k_{sc} = 2.475$	$k_{pc} = 2.476$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$	$k_h [kN/m^2/m] = 271312$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$	
Drainé	$\phi [^\circ] = 14.00$																																																			
$c [kN/m^2] = 1.80$	$\delta a/\phi = 0.667$																																																			
$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.758$																																																			
$k_{ay} = 0.553$	$k_{s,min} = 0.100$																																																			
$k_{py} = 1.932$	$k_d = 0.758$																																																			
$k_r = 0.758$	$k_{sc} = 1.780$																																																			
$k_{pc} = 3.605$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$																																																			
$k_h [kN/m^2/m] = 4680$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$																																																			
Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$																																																			
$c [kN/m^2] = 100.00$	$\delta a/\phi = 0.667$																																																			
$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.758$																																																			
$k_{ay} = 1.000$	$k_{s,min} = 0.100$																																																			
$k_{py} = 1.000$	$k_d = 0.758$																																																			
$k_r = 0.758$	$k_{sc} = 2.475$																																																			
$k_{pc} = 2.476$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$																																																			
$k_h [kN/m^2/m] = 19723$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$																																																			
Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$																																																			
Non drainé	$\phi [^\circ] = 0.01$																																																			
$c [kN/m^2] = 250.00$	$\delta a/\phi = 0.667$																																																			
$\delta p/\phi = -0.667$	$k_0 = 0.577$																																																			
$k_{ay} = 1.000$	$k_{s,min} = 0.100$																																																			
$k_{py} = 1.000$	$k_d = 0.577$																																																			
$k_r = 0.577$	$k_{sc} = 2.475$																																																			
$k_{pc} = 2.476$	$p_{max} [kN/m/m] = 10000.00$																																																			
$k_h [kN/m^2/m] = 271312$	$d_{kh} [kN/m^2/m/m] = 0$																																																			
 selec	Licence d'évaluation																																																			

Fichier de sauvegarde : C:\Users\Administrator\AppData\Local\Packages\5319276A.WhatsappDesktop_cv1g1gvanyjgm\LocalState\sessions\6319C8....\bejaia_2.K6P imprimé le 6/11/2026 3:45 PM calculé le 6/11/2026 3:45 PM

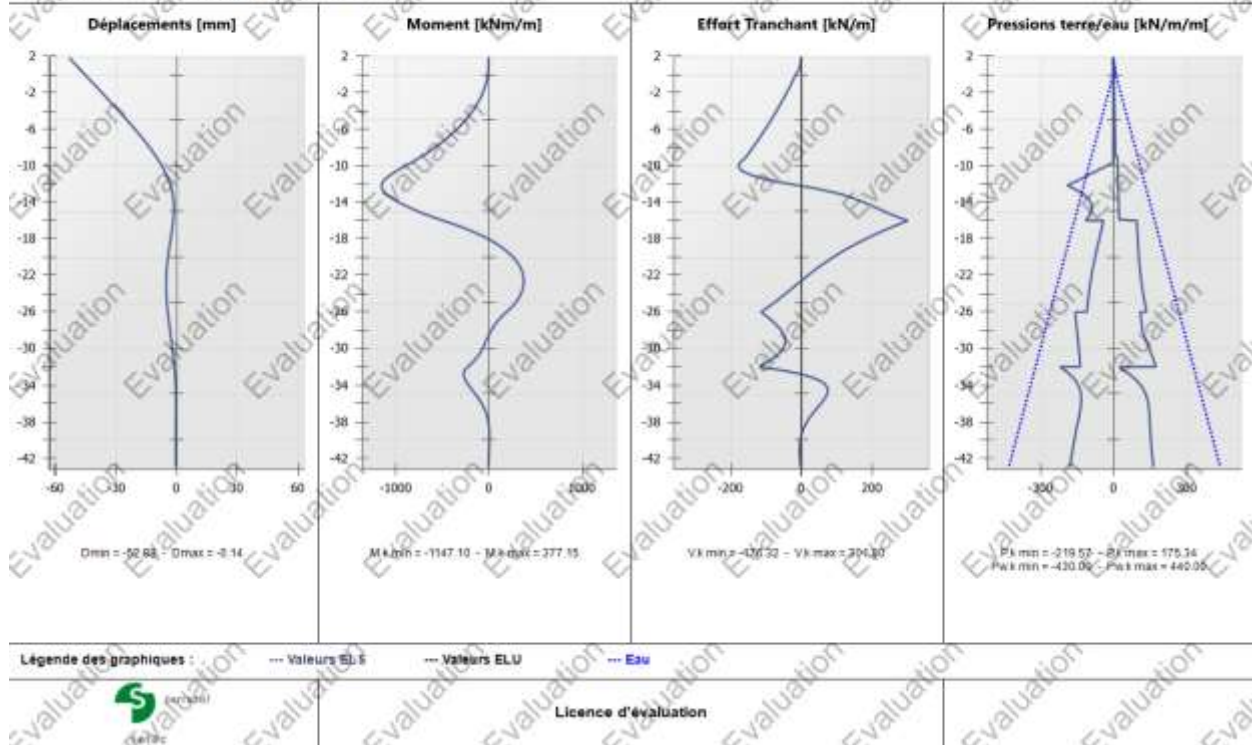


V.8.0.0

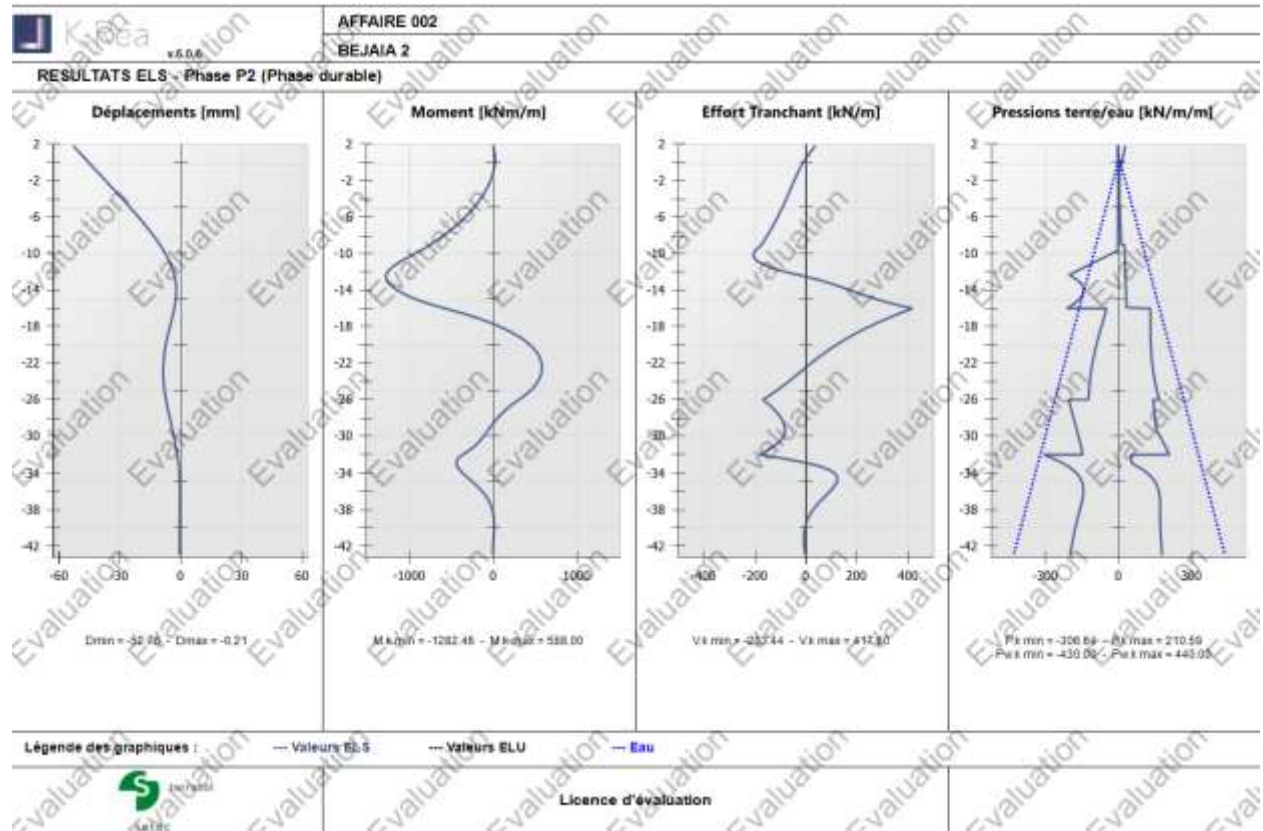
AFFAIRE 002

BEJAIA 2

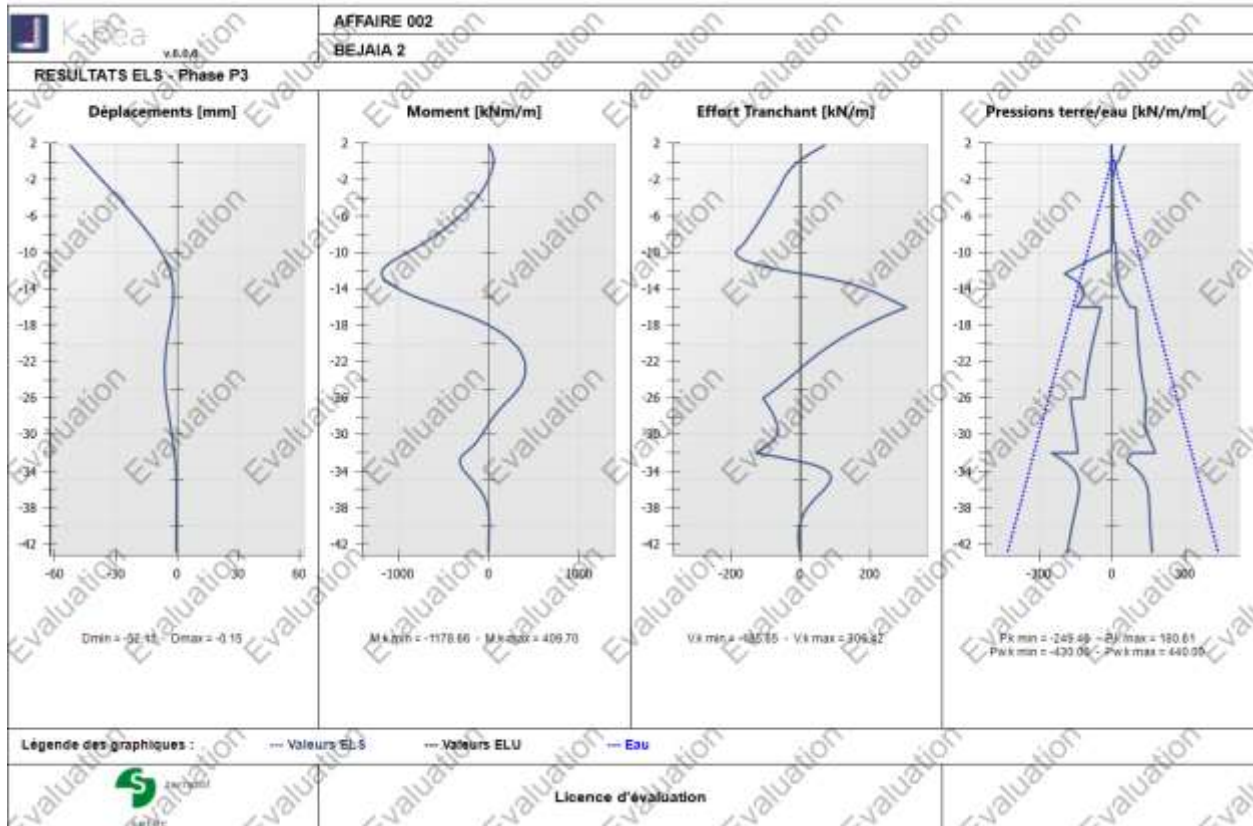
RESULTATS ELS - Phase P1 (Phase transitoire)



PHASE DURABLE



PHASE SISMIQUES



 v.6.0.6	AFFAIRE 002 BEJAIA 2
RESULTATS ELU MISS - Phase P4	
Action(s) définie(s) dans cette phase : - Options ELU (MISS) : Surexcavation : Δa_{gauche} [m] = 0.00 Δa_{droite} [m] = 0.00 position zD du point d'effort tranchant null : automatique - Changement de coefficients partiels : Unitaires - Redéfinition de la couche : vase argile sur côté gauche et droit Drainé ϕ [°] = 14.00 c [kN/m²] = 1.80 δa_{lp} = 0.667 δp_{lp} = -0.667 k_0 = 0.758 k_{ay} = 0.553 $k_{a,min}$ = 0.100 k_{py} = 1.932 k_d = 0.758 k_r = 0.758 k_{ac} = 1.780 k_{pc} = 3.605 p_{max} [kN/m/m] = 10000.00 k_h [kN/m²/m] = 4680 d_{kh} [kN/m²/m/m] = 0 Valeurs de calcul MISS: ϕ [°] = 14.00 c [kN/m²] = 1.80 $d_{c,d}$ [kN/m²/m] = 0.000 $k_{ay,d}$ = 0.553 $k_{py,d}$ = 1.932 $k_{ac,d}$ = 1.780 $k_{pc,d}$ = 3.605 Valeurs de calcul MEL: ϕ [°] = 14.00 c [kN/m²] = 1.80 $d_{c,d}$ [kN/m²/m] = 0.000 $k_{ay,d}$ = 0.553 $k_{py,d}$ = 1.932 $k_{ac,d}$ = 1.780 $k_{pc,d}$ = 3.605 Non drainé ϕ [°] = 0.01 c [kN/m²] = 100.00 δa_{lp} = 0.667 δp_{lp} = -0.667 k_0 = 0.758 k_{ay} = 1.000 $k_{a,min}$ = 0.100 k_{py} = 1.000 k_d = 0.758 k_r = 0.758 k_{ac} = 2.475 k_{pc} = 2.475 p_{max} [kN/m/m] = 10000.00 k_h [kN/m²/m] = 19723 d_{kh} [kN/m²/m/m] = 0 - Redéfinition de la couche : (name decompose toit meuble) sur côté gauche et droit Non drainé ϕ [°] = 0.01 c [kN/m²] = 200.00 δa_{lp} = 0.667 δp_{lp} = -0.667 k_0 = 0.758 k_{ay} = 1.000 $k_{a,min}$ = 0.100 k_{py} = 1.000 k_d = 0.758 k_r = 0.758 k_{ac} = 2.475 k_{pc} = 2.475 p_{max} [kN/m/m] = 10000.00 k_h [kN/m²/m] = 66921 d_{kh} [kN/m²/m/m] = 0 - Redéfinition de la couche : marne altérée sur côté gauche et droit Non drainé ϕ [°] = 0.01 c [kN/m²] = 250.00 δa_{lp} = 0.667 δp_{lp} = -0.667 k_0 = 0.577 k_{ay} = 1.000 $k_{a,min}$ = 0.100 k_{py} = 1.000 k_d = 0.577 k_r = 0.577 k_{ac} = 2.475 k_{pc} = 2.475 p_{max} [kN/m/m] = 10000.00 k_h [kN/m²/m] = 271312 d_{kh} [kN/m²/m/m] = 0	

Type							
☐ ELS et ELU ☒ ELS ☐ ELU							
N° PHASE	Dépla... en tête [mm]	Dépla... maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k tirant n°1 [kN/m]
P1	-52.88	-52.88	-1147.10	1003.09	301.80	3.741	-
P2	-52.76	-52.76	-1282....	1123.14	417.60	3.161	100.00
P3	-52.11	-52.11	-1178.66	1093.29	309.42	3.525	87.33
P4	-52.11	-52.11	-1178.66	1168.33	309.42	4.115	87.33
Extrema	-52.88	-52.88	-1282....	1168.33	417.60	3.161	100.00

Type								
☐ ELS et ELU ☐ ELS ☒ ELU								
N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d tirant n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
P1	MISS	-1550....	1353.79	408.16		OK	1353.79	OK
P2	MISS	-1732....	1514.64	563.86	135.00	OK	1514.64	OK
P3	MISS	-1179.42	1093.66	309.50	86.29	OK	1093.66	OK
P4	MISS	-1179.42	1168.71	309.50	86.29	OK	1168.71	OK
Extrema		-1732....	1514.64	563.86	135.00			

Annexe 02 : Détail de calcul de la stabilité Générale du site.

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: phase transitoire
Last saved with Slide version: 6.025
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 07/06/2026, 13:43:52

General Settings

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

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 3

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0

	Project			SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description					
	Drawn By		Scale	Company		
	Date	07/06/2026, 13:43:52		File Name	phase transitoire.slm	

Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Janbu simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $\alpha < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen iteration: Yes

Groundwater Analysis

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

	Project			SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Analysis Description				
	Drawn By		Scale	Company	
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase transtoire.slm	
	Version				

Random Numbers

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

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 10
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Composite Surfaces: Disabled
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

2 Distributed Loads present :

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 2

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical

	Project			
	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program			
	Analysis Description			
	Drawn By:	Scale	Company:	
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase transitoire.slm

Load Action: Variable

Material Properties

Property	Remblai	Sol meuble	Matte altéré
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	17	17.3	18.4
Cohesion [kPa]	0	1.8	40
Friction Angle [deg]	40	14	23
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-40.249	0.05
36.86	0.05

Line Load

X	Y
2.99957	1.80194
3.99957	1.80248

Line Load

X	Y
---	---

	Project			
	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program			
	Analysis Description			
	Drawn By:	Scale	Company:	
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase transitoire.slm

9.99957	1.80567
11.0001	1.8062

External Boundary

X	Y
-39.8732	-9.65
-39.8732	-15.9803
-39.8732	-31.9803
-39.8732	-54.3888
36.9123	-54.3888
36.9123	-31.9803
36.9123	-15.9803
36.9123	0.0196544
36.9123	1.82
-0.0127304	1.80034
0	0.4
0	0
0	-9.65

Material Boundary

X	Y
-39.8732	-15.9803
36.9123	-15.9803

Material Boundary

X	Y
0	0
36.9123	0.0196544

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Drawn By:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase transition.slm

Material Boundary

X	Y
-39.8732	-31.9803
36.9123	-31.9803

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Drawn By:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase transition.slm

Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Janbu simplified
Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $\alpha < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen iteration: Yes

Groundwater Analysis

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

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Created by:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase_fondament.slm

Random Numbers

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

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 10
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Composite Surfaces: Disabled
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 43

Loading

4 Distributed Loads present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 2

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Created by:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase_fondament.slm

Load Action: Variable

Distributed Load 3

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 60
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 4

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 243.5
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

1 Line Load present

Line Load: Line Load

Angle from horizontal: 150 degrees
Magnitude: 73.4
Load Action: Variable

Material Properties

Property	Remblai	Sol meuble	Marne altérée
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	17	17.3	18.4
Cohesion [kPa]	0	1.8	40
Friction Angle [deg]	40	14	25
Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table

	Project	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description			
	Drawn By	Scale	Company	
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase_fondament.slm

Ha Value	1	1	1
----------	---	---	---

Support Properties

Pieu 1219

Support Type: Micro-Pile
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Pile Shear Strength: 1000 kN
Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-91.1416	-0.271503
94.8597	0.158561

Line Load

X	Y
2.99957	1.80194
3.99957	1.80248

Line Load

X	Y
9.99957	1.80567
11.0001	1.8062

	Project	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description			
	Drawn By	Scale	Company	
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase_fondament.slm

Line Load

X	Y
-0.0127304	1.80034
94.912	1.92856

Line Load

X	Y
-0.0127304	1.80034
2.29756	1.80048

Bolt

X	Y
-0.0127304	1.80034
-0.0127304	-41.1997

External Boundary

X	Y
-90.766	-9.9715
-90.766	-16.3018
-90.766	-32.3018
-51.0038	-72.8514
94.6164	-72.4213
94.912	-31.8718
94.912	-15.8718
94.912	0.126215
94.912	1.92856
19.6887	1.82684
13.9199	1.81910

Project

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Analysis Description

Drawn By

Scale

Company

Date

07/06/2026, 13:43:52

File Name

phase fondement.slm

-0.0127304	1.80034
0	0.4
0	0
0	-9.65

Material Boundary

X	Y
-90.766	-16.3018
13.9199	-16.0594
17.5693	-16.0509
94.912	-15.8718

Material Boundary

X	Y
0	0
13.9199	0.0188041
19.4681	0.0262391
94.912	0.126215

Material Boundary

X	Y
-90.766	-32.3018
94.912	-31.8718

Project

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Analysis Description

Drawn By

Scale

Company

Date

07/06/2026, 13:43:52

File Name

phase fondement.slm

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

File Name: phase fondament
Last saved with Slide version: 6.025
Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Date Created: 07/06/2026, 13:43:52

General Settings

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

Design Standard

Selected Type: Eurocode 7 - Design Approach 3

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Drawn By:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase fondament.slm

Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1
Tensile and plate strength	1
Shear strength	1
Compressive strength	1
Bond strength	1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

Bishop simplified
Janbu simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check $\alpha < 0.2$: Yes
Initial trial value of FS: 1
Steffensen iteration: Yes

Groundwater Analysis

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

	Project: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description:		
	Drawn By:	Scale:	Company:
	Date: 07/06/2026, 13:43:52	File Name:	phase fondament.slm

Random Numbers

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

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 10
Circles per division: 10
Number of iterations: 10
Divisions to use in next iteration: 50%
Composite Surfaces: Disabled
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 43

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.2
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.06
4 Distributed Loads present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 2

Distribution: Constant

 SLIDE	Project		
	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description		
	Drawn By:	Scale	Company:
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name
			phase_fondament.slm

Magnitude [kPa]: 147
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 3

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 60
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

Distributed Load 4

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 241.5
Orientation: Vertical
Load Action: Variable

1 Line Load present

Line Load: Line Load

Angle from horizontal: 150 degrees
Magnitude: 71.4
Load Action: Variable

Material Properties

Property	Remblai	Sol meuble	Marne altérée
Color			
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	17	17.3	18.4
Cohesion [kPa]	0	1.8	40
Friction Angle [deg]	40	14	25

 SLIDE	Project		
	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
	Analysis Description		
	Drawn By:	Scale	Company:
	Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name
			phase_fondament.slm

Water Surface	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1	1

Support Properties

Pieu 1219

Support Type: Micro-Pile
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Pile Shear Strength: 1000 kN
Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-91.1418	-0.271503
94.8597	0.158561

Line Load

X	Y
2.99957	1.80194
3.99957	1.80248

Line Load

X	Y
9.99957	1.80567
11.0001	1.8062

	Project	SLIDE - An Interactive Slope Stability Program	
	Analysis Description		
	Drawn By	Scale	Company
	Date	07/06/2026, 13:43:52	Pile Name phase fondement.slm

Line Load

X	Y
-0.0127304	1.80034
94.912	1.92856

Line Load

X	Y
-0.0127304	1.80034
2.29756	1.80346

Bolt

X	Y
-0.0127304	1.80034
-0.0127304	-41.1997

External Boundary

X	Y
-90.766	-9.9715
-90.766	-16.3018
-90.766	-32.3018
-91.0616	-72.8514
94.6164	-72.4213
94.912	-31.8718
94.912	-15.8718
94.912	0.128213
94.912	1.92856
19.8807	1.82694



Project			SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Analysis Description			
Drawn By	Scale	Company	
Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name	phase fondement.slm

13.9199	1.81916
-0.0127304	1.80034
0	0.4
0	0
0	-9.65

Material Boundary

X	Y
-90.766	-16.3018
13.9199	-16.0594
17.5693	-16.0509
94.912	-15.8718

Material Boundary

X	Y
0	0
13.9199	0.0188041
19.4681	0.0262991
94.912	0.128215

Material Boundary

X	Y
-90.766	-32.3018
94.912	-31.8718



Project		
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program		
Analysis Description		
Drawn By:	Scale	Company
Date	07/06/2026, 13:43:52	File Name phase fondament.slm

Annexe 03 : Détail de calcul du ferrailage.

Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $F_e = 500,0$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable

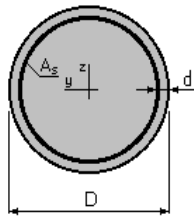
Prise en compte de l'élanement

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Charges appliquées après 90 jours

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$D = 50,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces :

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3280,98
Etat Limite de Service	3280,98
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute $B = 1963,5$ (cm²) Section réduite $Br = 1809,6$ (cm²)

Long flambement $l_{fy} = 3,0$ (m) Long flambement $l_{fz} = 3,0$ (m)

Inertie $I_y = 306796,2$ (cm⁴) Inertie $I_z = 306796,2$ (cm⁴)

Rayon de giration $i_y = 12,5$ (cm) Rayon de giration $i_z = 12,5$ (cm)

Elancement $l_y = 24,0$ Elancement $l_z = 24,0$

$a = 0,78$ N_u (béton seul) = 3124,25 (kN)

Béton :

$S \text{ (ELS)} = 15,4 \text{ (MPa)}$
 $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Acier :

Section théorique $A_s = 8,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum $A_{s \text{ max}} = 98,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique $r = 0,56 \text{ (\%)}$
Minimum $r_{\text{min}} = 0,32 \text{ (\%)}$
Maximum $r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Plaque d'ancrage

Calcul de Section en Flexion Simple(horizontale) selon M_{xx}

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

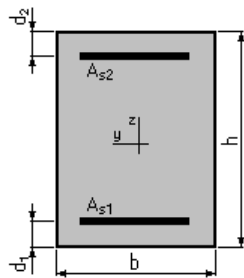
Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	104,91	-57,87
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$As1 = 7,1$ (cm ²)	Section théorique	$As2 = 4,1$ (cm ²)
Section minimum	$As_{min} = 4,1$ (cm ²)		
Théorique	$r = 0,32$ (%)		
Minimum	$r_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 104,91$ (kN*m) $M_{min} = -57,87$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1,70 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 0,0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 35,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,01$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 On prend HA12/15

Calcul de Section en Flexion Simple(verticale) selon Myy

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

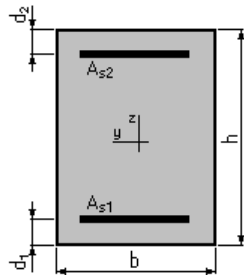
Fissuration non préjudiciable

Pas de prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	100,00	-57,87
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$r = 0,31 \text{ (\%)}$		
Minimum	$r_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 100,00$	$(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\text{min}} = -57,87$	$(\text{kN}\cdot\text{m})$
Coefficient de sécurité :	1,78		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	$y = 0,0$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 35,0$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0,01$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier :				
tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

On prend HA12/7

Poutre de couronnement

Calcul de Section en Flexion Simple selon M_{xx}

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

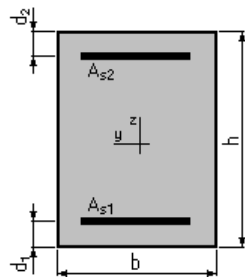
Fissuration très préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d1 = 10,0$ (cm)

$d2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	95,82	-39,79
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

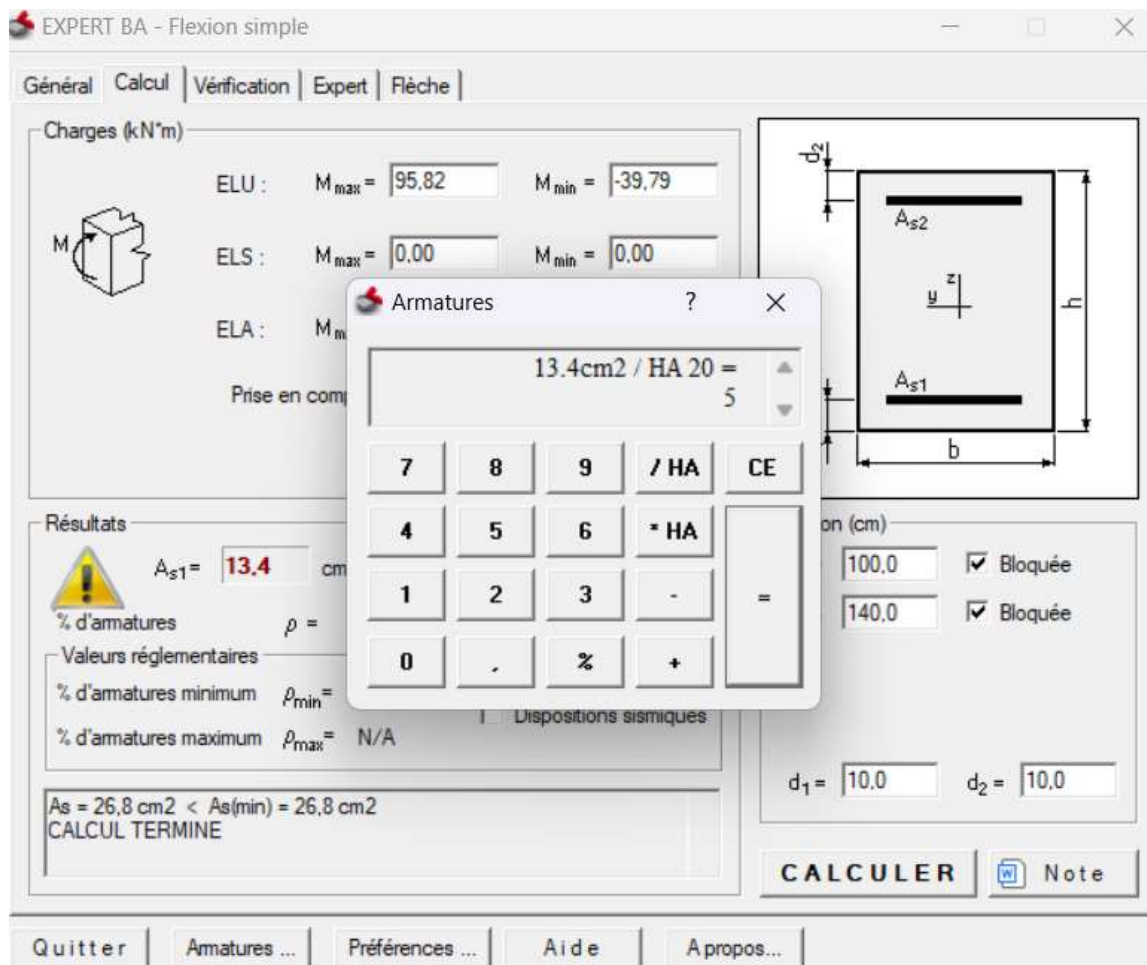
4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$As1 = 13,4$ (cm ²)	Section théorique	$As2 = 13,4$ (cm ²)
Section minimum	$As_{min} = 13,4$ (cm ²)		
Théorique	$r = 0,21$ (%)		
Minimum	$r_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 95,82 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{min} = -39,79 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 Coefficient de sécurité : 7,87 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 5,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 128,0 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,41 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier :
 tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$



Calcul de Section en Flexion Simple selon Myy

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

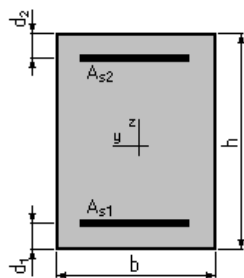
Fissuration très préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 140,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	105,89	-37,75
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$As1 = 13,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$As2 = 13,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$As \text{ min} = 13,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$r = 0,21 \text{ (\%)}$		
Minimum	$r_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU	Mmax = 105,89	(kN*m)	Mmin = -37,75	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	7,12		Pivot : A	

Position de l'axe neutre : $y = 5,1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 128,0$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,41$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 105,89$ $M_{min} = -37,75$

ELS : $M_{max} = 0,00$ $M_{min} = 0,00$

ELA : $M_{max} =$

Prise en compte

Résultats

 $A_{s1} = 13,4$ cm²

% d'armatures $\rho =$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} =$

% d'armatures maximum $\rho_{max} =$ N/A

☐ Dispositions sismiques

$A_s = 26,8$ cm² < $A_{s(min)} = 26,8$ cm²

CALCUL TERMINE

Armatures

13.4cm2 / HA 20 = 5

7 8 9 / HA CE

4 5 6 * HA

1 2 3 - =

0 . % +

on (cm)

100,0 ☒ Bloquée

140,0 ☒ Bloquée

$d_1 = 10,0$ $d_2 = 10,0$

CALCULER  Note

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...