République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

# Mémoire

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

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Infrastructures de Base**

# Thème

# Conception et étude du quai commercial N° 01 avec son terre-plein au port D'Arzew -Wilaya D'Oran

**Présenté par :**

**Mlle. ARAB SAOUSSENE**

**Mlle. BENLAZREGUE AYAT**

**Encadré par :**

**Mr. LAKHDARI Boudjemaä**

**Mr. HAMADI Kamel**

**Promotion 2025 / 2026**

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

# Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu Tout-Puissant pour nous avoir accordé la force, la patience et la Persévérance nécessaire à l'accomplissement de ce travail. Nous exprimons nos sincères remerciements à Mr. BOUTAOUES Abdelmadjid, Chef du Département Appui aux travaux maritimes et fondations spéciales au sein de Cosider Travaux Publics à Mohammadia (Alger), ainsi qu'à l'ingénieur Mr. MAATALLAH Seifeddine, pour Leur accueil, leur disponibilité et leurs conseils avisés. Nous adressons également nos Remerciements à l'ensemble du personnel ainsi qu'aux moyens matériels mobilisés par le groupe Cosider, notamment au niveau de la base M46 du port d'Arzew (Oran), spécialement Mlle. KEDDANI Nassima et mr.ZINAI Larbi ryad pour leur contribution significative au bon déroulement de ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements au BET M. MDJAHAD BOUDALI pour les efforts considérables qu'il a déployés ainsi que pour son aide précieuse tout au long de la réalisation de ce travail. Son accompagnement, sa disponibilité et ses conseils avisés ont grandement contribué à l'aboutissement de ce projet dans les meilleures conditions. Qu'il trouve ici l'expression de notre profonde gratitude et de notre reconnaissance.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à M. HAMADI Kamel pour l'accueil qui nous a été réservé au sein de son bureau d'étude IMSRN Algérie (Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels), ainsi qu'à toute son équipe d'ingénieurs, pour leur disponibilité, leur professionnalisme et la qualité des échanges techniques qui ont enrichi ce projet.

Nous adressons nos plus vifs remerciements à notre encadreur, M. LAKHDARI Boudjemaâ, pour l'attention particulière qu'il a portée à ce travail. Par ses orientations éclairées, ses conseils pertinents et ses critiques constructives, il a su nous guider avec rigueur tout au long de cette étude, tout en nous accordant l'autonomie nécessaire au développement de notre réflexion.

# DEDICACES

Avant tout, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la force, la patience et la volonté nécessaires pour accomplir ce travail et atteindre cette étape importante de mon parcours**.**

Je dédie ce travail, fruit de mes efforts ;

A ma très chère maman MICHA, qui est à la fois ma mère et mon amie pour son amour, ses sacrifices, ses prières et son soutien inestimable qui m'ont toujours encouragée à avancer ;

À mon cher papa MOUMOU, pour son amour, sa confiance, ses efforts qu'il a fournis pour ma réussite et surtout pour sa présence depuis mon enfance ;

A Mon grand frère ABDOU, Je te souhaite tout le bonheur et la réussite dans ta vie professionnelle et personnelle ;

A ma sœur d'amour SIMA, Je te souhaite une vie pleine de bonheur, de réussite et de succès dans tes études ;

A le petit de la maison MIDOU**,** que Dieu te protège, t'accorde santé, sagesse et succès dans tes études ;

A mon fiancé, pour sa présence, ses encouragements et sa patience, Que Dieu t'accorde le succès, la santé et la prospérité dans tous tes projets.

A moi-même, Je me souhaite de continuer à avancer, à croire en moi et à ne jamais abandonner face aux obstacles. Que ce travail soit le début d'une belle réussite et d'un avenir rempli de succès, malgré tous les bas traversés.

SAOUSSENE

# DEDICACES

À mes chers parents, lumières de mon chemin,

Qui ont guidé mes pas et soutenu mes mains.

Pour tant de sacrifices et de patience offerts,

Votre amour infini a brisé mes hivers.

Vous êtes la force pure et le plus grand pilier,

Qui m'a permis d'apprendre et de me dépasser.

À mes précieuses sœurs, Hiba, Nouha et Nada,

Mes rayons de soleil, mes plus doux points d'ancrage.

Merci pour vos éclats de rire, vos bras toujours ouverts,

Et cette complicité qui éclaire mon univers.

Votre soutien de chaque instant a été mon moteur,

Et partager cette réussite avec vous est mon plus grand bonheur.

Et enfin, à moi-même,

Pour n'avoir jamais lâché face aux doutes et à la fatigue,

Pour chaque nuit blanche et chaque défi surmonté.

À ma propre persévérance, ma passion et ma force,

Qui transforment aujourd'hui ce rêve d'étudiant en une fière réalité.

AYAT

# ملخص

هذا العمل، منفذ في إطار محترف، يهدف إلى تطبيق كل المعرفة المكتسبة خلال تكويننا، وتأقلمنا التدريجي لعملنا المستقبلي

يندرج هذا المشروع الخاص بمذكرة نهاية الدراسة ضمن مجال الهندسة البحرية والمنشآت المينائية، وبالأخص في مجال تصميم هياكل الرسوّ والمرافئ. وقد تم اختيار دراسة "رصيف مكوّن من كتل خرسانية متراكبة"، وهو نموذج إنشائي ذو أهمية تقنية كبيرة، حيث يُعتبر من المنشآت المجربة والمعتمدة على نطاق واسع في الموانئ الجزائرية والدولية، لما يوفره من قدرة على تلبية متطلبات حركة النقل التجاري ونشاطات الصيد البحري.

يتمثل الهدف الرئيسي من هذا العمل في دراسة تصميم واستقرار رصيف الخدمة المخصص للنشاط التجاري للقطب رقم 05 بميناء أرزيو (ولاية وهران). يتميز هذا الرصيف بعمق اسمي يبلغ -9.00 م. ويُعد هذا المنشأ من المشاريع الهامة، حيث إن جزءًا منه يوجد حاليًا في طور الإنجاز، مما يمنح هذه الدراسة طابعًا تطبيقيًا وعمليًا يتماشى مع تحديات الهندسة البحرية الحديثة


الكلمات المفتاحية الميناء الاشغال البحرية استقرار الرصيف البحري الكتلة الخرسانية البيئة البحرية جرف



# Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de l'ingénierie maritime et des ouvrages portuaires, plus particulièrement dans le domaine de la conception des structures d'accostage. Le choix s'est porté sur l'étude d'un **« quai en blocs de béton superposés »**, un modèle structurel d'une importance technique majeure, largement éprouvé et adopté dans les ports algériens et internationaux pour répondre aux exigences du trafic commercial et de la pêche.L'objectif principal de notre travail est l'étude de conception et de stabilité du **quai de servicedédié à l'activité commercial** du pôle n°05 au sein du **port d'Arzew** (Wilaya d'Oran). Lequai en question est caractérisé par une profondeur nominale de **-9,00 m.** Cet ouvrage d'envergure dont une partie est actuellement en cours de réalisation. Cela confère à notreétude une dimension pratique et appliquée en parfaite adéquation avec les défis de l'ingénierie maritime moderne.


Mots clé : Port , Travaux maritimes , Stabilité du quai , Bloc en béton, Milieu marin, dragage



# Abstract

This graduation thesis falls within the framework of maritime engineering and port infrastructures, specifically focusing on the design of berthing structures. The choice was made to study a **"block quay" (gravity quay made of superimposed concrete blocks)**, a structural model of major technical importance, widely used and proven efficient in both Algerian and international ports to meet the demands of commercial shipping and fishing industries.The primary objective of our work is the design and stability analysis of the **service quay(dedicated to shipbuilding)** at Pole No. 05 within the **Port of Arzew** (Oran Province). Featuring a design depth of **-9.00 m**, this major infrastructure is currently under construction on-site, which endows this study with a practical and applied dimension aligned with the challenges of modern maritime engineering.


Key words : Harbor , Marine Works , Quay stability ,Concrete block , Marine environment, dredging

# Liste des abréviations

- **As :** Section d’acier longitudinal.
- **BA :** Béton armé.
- **BAEL :** Béton Armé aux États Limites (Règlement français).
- **C’(kPa) :** Cohésion drainée du sol.
- **ELS :** État Limite de Service.
- **ELU :** État Limite Ultime.
- **F :** Effort d’amarrage.
- **Fg :** Coefficient de sécurité au glissement.
- **Fp :** Coefficient de sécurité au poinçonnement.
- **Fr :** Coefficient de sécurité au renversement.
- **fc28 :** Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- **fe :** Limite d'élasticité de l'acier.
- **Fs :** Facteur (or coefficient) de sécurité.
- **ft28 :** Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- **G :** Charges permanentes.
- **Ka :** Coefficient de poussée dynamique (Méthode de Mononobe-Okabe).
- **Kh :** Coefficient (ou accélération) horizontal de séisme.
- **Kv :** Coefficient (ou accélération) vertical de séisme.
- **Mr :** Moment renversant.
- **Ms :** Moment stabilisant.
- **NGA :** Nivellement Général Algérien.
- **P*l (kPa) :** Pression limite nette (issue des essais pressiométriques).
- **Qi :** Charges d’exploitations.
- **RPA :** Règlement Parasismique Algérien.
- **S :** Section (ou surface).
- **SI :** Force d’inertie du séisme.
- **$\gamma$ (kN/m³) :** Poids volumique humide (ou total) du sol.
- **$\gamma$’ (kN/m³) :** Poids volumique déjaugé (immergé) du sol.
- **$\sigma$ :** Contrainte normale.
- **$\phi$ (°) :** Angle de frottement interne du sol.

**Liste des figures**

Figure I. 1Port de commerce d'Oran ..... 2
Figure I. 2.Port de pêche de Tigzirt ..... 2
Figure I. 3 Port de plaisance de Sidi Fredj-Alger ..... 3
Figure I. 4.Port militaire de Toulon ..... 3
Figure I. 5Port maritime du Havre ..... 4
Figure I. 6.Port lacustre de Grimaud ..... 4
Figure I. 7Port fluvial convergence Garonne ..... 4
Figure I. 8. Port à sec Navy Service ..... 5
Figure I. 9. La jetée de la garenne ..... 6
Figure I. 10. Schémas d'une digue a talus ..... 6
Figure I. 11. Schémas d'une digue verticale ..... 7
Figure I. 12.Schémas d'une digue verticale ..... 7
Figure I. 13.Quai en blocs pleins de béton ..... 9
Figure I. 14.Quais en caissons ..... 9
Figure I. 15.Quai en blocs pleins de béton ..... 10
Figure I. 16.Quais en caissons ..... 10
Figure I. 17. Cycle de la Marée ..... 12
Figure I. 18. Le Marnage (google image) ..... 13
Figure I. 19. Schéma représentant le Fetch ..... 13
Figure I. 20. Échelle de Beaufort ..... 14
Figure I. 21. Schéma expliquant le phénomène de la houle ..... 14
Figure I. 22. Les caractéristiques de la houle ..... 15
Figure I. 23. Schéma de la formation de la houle ..... 16
Figure I. 24. Réfraction de la houle ..... 16
Figure I. 25. Une onde diffractée ..... 17
Figure I. 26. Drague suceuse à dés agrégateur ..... 19
Figure I. 27. Drague suceuse à trémie traînante ..... 19
Figure I. 28. Drague suceuse ..... 19
Figure I. 29. Drague à benne preneuse ..... 20
Figure I. 30. Drague rétro caveuse ..... 20
Figure I. 31. Drague à godets ..... 21

Figure II. 1 . Carte géographique du site ..... 23
Figure II. 2. Port d'Arzew 1905 ..... 24
Figure II. 3. Port d'Arzew 2021 ..... 24
Figure II. 7. Plan de situation et infrastructures du Port d'Arzew ..... 27
Figure II. 8.Plan d'aménagement et répartition des quais du Môle commercial N°05 ..... 28
Figure II. 4. Zonage sismique de l'Algérie ..... 29
Figure II. 5. Représente les données annuelles d'Oran ..... 30
Figure II. 6. Relation des niveaux de référence et calcul au port d'Arzew « Les niveaux indiqués à droite correspondent aux niveaux relatifs au NGA » ..... 31
Figure II. 8.Plan d'aménagement et répartition des quais du Môle commercial N°05 ..... 32

Figure III. 1.Situation de la zone d'Etude (Extrait de la carte géologique d'Arzew feuille n°127) ..... 34
Figure III. 2.Plan d'implantation des sondages pressiométriques. ..... 35
Figure III. 3.de caisse du sondage SC23 ..... 36
Figure III. 4.Plan d'implantation des sondages pressiométrique ..... 36

Figure V. 1. Défense cylindrique ..... 55
Figure V. 2.Bollards ..... 59
Figure V. 3. Schéma représentatif des dimensions ..... 59
Figure V. 4 vérification glissement cercle par slide cas statique ..... 80
Figure V. 5 vérification glissement cercle par slide cas dynamique ascendant ..... 81
Figure V. 6 vérification glissement cercle par slide cas dynamique descendant ..... 81

Figure .VI. 1. Profil du couronnement ..... 97
Figure .VI. 2.Coffrage de la poutre de couronnement -entre-joints , L=12m ..... 97
Figure .VI. 3. Disposition longitudinale de la poutre de couronnement ..... 98
Figure .VI. 4. Modélisation tridimensionnelle de la poutre de couronnement et caractéristiques dimensionnelles ..... 98
Figure .VI. 5 Convention des moments sur une dalle de longueur L et largeur b. ..... 99
Figure .VI. 6. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement (tassement des piles d'extrémités). ..... 101
Figure .VI. 7 charge d'exploitation Q). ..... 101
Figure .VI. 8. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement (tassement de la pile de blocs du milieu). ..... 102
Figure .VI. 9. Vue axonométrique du modèle numérique sous Robot Structural Analysis (Cas de charge d'exploitation Q). ..... 103
Figure .VI. 10. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement ..... 103
Figure .VI. 11. Vue axonométrique du modèle numérique sous Robot Structural Analysis (Cas de charge d'exploitation Q). ..... 104

Figure VII. 1.Balisage de l'emprise de la couche d'assise ..... 113
Figure VII. 2. Dragage déroctage des souilles ..... 114
Figure VII. 3. Dimensionnement couche d'assise de blocs de quai ..... 114
Figure VII. 4.Mise en place de la couche d'assise en enrochement 1/15kg ..... 115
Figure VII. 5.Mise en place de ballaste 40/70 ..... 116
Figure VII. 6. Préparation de réglage de la couche de ballast (40-70 mm) manuellement par plongeurs à l'aide de règles métalliques (photo d'un projet similaire) ..... 116
Figure VII. 7.Représente l'Aire de préfabrication des blocs de quai –Môle 5 ..... 117
Figure VII. 8.Représente la Mis en œuvre du béton au bloc de quai –Môle 5 ..... 118

Figure VII. 9 .Décoffrage bloc de quai-Môle 5 ..... 118
Figure VII. 10.Représente la Mise en place Enr 1-15kg (le cas d'intervention par la voie terrestre) ..... 119
Figure VII. 11.Représente la Mise en place du ballast 40-70 mm (le cas d'intervention par la voie terrestre)..... 120
Figure VII. 12.Représente la Mise en place du bloc de quai..... 120
Figure VII. 13. mis en place des Blocs de quai ..... 120
Figure VII. 14 .Remblaiement de l'épaulement du quai par du Tout de Venant de Carrière TVC 0-500kg..... 121
Figure VII. 15.Représente la Mise en place du cordon d'enrochement 50-200kg de protection du pied du quai ..... 121
Figure VII. 16.Bétonnage de la poutre de couronnement ..... 122

Figure VIII. 1 Abaque de dimensionnement des revêtements en béton ..... 124
Figure VIII. 2 Structure du revêtement rigide en béton armé ..... 125
Figure VIII. 3 Modélisation tridimensionnelle d'une dalle de revêtement rigide en béton armé ..... 125

# Liste des tableaux

Tableau II. 1. Représente les ouvrages de protections ..... 25
Tableau II. 2 Représente les bassins Les quais ..... 26
Tableau II. 3 Représente les différents quais dans le port d'Arzew ..... 26
Tableau III. 1 coordonnées des points de reconnaissance géotechnique ..... 37
Tableau III. 2. Résultats pressiomètres en mer (SP27, SP28, SP29) ..... 38
Tableau III. 3 listes des essais leurs normes ..... 40
Tableau III. 4 Essai d'identification mécanique. ..... 41
Tableau III. 5 Essai d'identification physique. ..... 42
Tableau III. 6 Analyse chimique des sols ..... 43
Tableau III. 7 Synthèse des paramètres géotechniques des sols ..... 43
Tableau IV. 1. Récapitulatif des dimensions des blocs et du couronnement ..... 46
Tableau IV. 2. Coût de réalisation de quai en blocs ..... 46
Tableau IV. 3 Coût de réalisation de quai sur pieux ..... 50
Tableau IV. 4Matrice d'évaluation multicritère des variantes du projet ..... 53
Tableau IV. 5Matrice de décision multicritère pour le choix du type de quai ..... 53
Tableau V. 1 Caractéristique du navire projet ..... 54
Tableau V. 2 Coefficients de correction de l'énergie et de la réaction des défenses ..... 58
Tableau V. 3 les dimensions du bollard ..... 60
Tableau V. 4 Coefficients de sécurité ..... 63
Tableau V. 5 coefficients de poussée cas statique ..... 65
Tableau V. 6. coefficients de poussée cas dynamique ascendant ..... 65
Tableau V. 7 coefficients de poussée cas dynamique descendant ..... 65
Tableau V. 8.Poids propre des blocs et de la superstructure ..... 69
Tableau V. 9 Récapitulatif des poussés des terres ..... 70
Tableau V. 10 récapitulatif des poussés des terres sur ..... 71
Tableau V. 11 récapitulatif des poussés des terres sur ..... 71
Tableau V. 12 Récapitulatif des poussés dû aux surcharges ..... 72
Tableau V. 13 .récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur ..... 72
Tableau V. 14 récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur ..... 73
Tableau V. 15. symbole des charges ..... 73
Tableau V. 16.Récapitulatif des efforts dans le cas statique ..... 74
Tableau V. 17.Résultats de la stabilité dans le cas statique ..... 74
Tableau V. 18.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant ..... 75
Tableau V. 19. .Résultats de la stabilité dans le cas dynamique ascendant ..... 76
Tableau V. 20.récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant ..... 76
Tableau V. 21 Résultats de la stabilité dans le cas dynamique ascendant ..... 77
Tableau V. 22.Vérification de la portance du Couche d'assise ..... 78
Tableau V. 23.Verification de la portance du sol de fondation ..... 79
Tableau V. 24.Poids propre des blocs de premier cas partiel ..... 82

Tableau V. 25. poussée des terres de premier cas partiel..... 82
Tableau V. 26.Poussées dues à la surcharge de premier cas partiel..... 83
Tableau V. 27.Poussée due au marnage de premier cas partiel ..... 83
Tableau V. 28.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de premier cas partiel ..... 84
Tableau V. 29.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de premier cas partiel ..... 84
Tableau V. 30.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de premier cas partiel ..... 85
Tableau V. 31.Résultats de la stabilité de premier cas partiel ..... 85
Tableau V. 32.Poids propre des blocs et de deuxième cas partiel ..... 86
Tableau V. 33. poussée des terres de deuxième cas partiel ..... 87
Tableau V. 34.Poussées dues à la surcharge de deuxième cas partiel ..... 87
Tableau V. 35.poussée due au marnage de deuxième cas partiel ..... 88
Tableau V. 36.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de deuxième cas partiel ..... 89
Tableau V. 37.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de deuxième cas partiel..... 89
Tableau V. 38.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant de deuxième cas partiel..... 90
Tableau V. 39.Résultats de la stabilité de deuxième cas partiel ..... 90
Tableau V. 40.Poids propre des blocs de troisième cas partiel..... 91
Tableau V. 41.de poussée des terres de troisième cas partiel ..... 92
Tableau V. 42.Poussées dues à la surcharge de troisième cas partiel ..... 92
Tableau V. 43.Poussée due au marnage de troisième cas partiel..... 93
Tableau V. 44.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de troisième cas partiel..... 94
Tableau V. 45.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de troisième cas partiel..... 94
Tableau V. 46.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant de troisième cas partiel..... 95
Tableau V. 47.Résultats de la stabilité de troisième cas partiel ..... 95
Tableau.VI. 1 Détermination des sollicitations maximales (moment fléchissant et effort tranchant) ….....100
Tableau.VI. 2 Mxx et Myy,max de la dalle. ..... 102
Tableau.VI. 3 Mxx et Myy,max de la dalle. ..... 103
Tableau.VI. 4. Mxx et Myy,max de la dalle. ..... 104
Tableau VII. 1Quantités des matériaux dragués..... 113
Tableau VII. 2Représente un Bilan des matériaux du quai ..... 115

# Sommaire

**INTRODUCTION GENERALE** ..... 1

**CHAPITRE I GENERALITES SUR LES INFRASTRUCTURES PORTUAIRE**

I.1. INTRODUCTION ..... 1

I.2. DEFINITION DU PORT ..... 1

I.3. TYPE DE PORT ..... 1

I.3.1 Selon leur fonction ..... 1

I.3.2. Selon leur emplacement ..... 3

I.4. LE ROLE DES PORTS ..... 5

I.4.1. Rôle économique ..... 5

I.4.2. Rôle logistique ..... 5

I.4.3. Rôle stratégique ..... 5

I.4.3. Rôle touristique ..... 5

I.5. LES OUVRAGES PORTUAIRES ..... 5

I.5.1. Ouvrages extérieurs ..... 5

I.5.1.1 Les jetées ..... 5

I.5.1.2 Les digues ..... 6

I.5.2. Les ouvrages intérieurs ..... 8

I.5.2.1 Bassins ..... 8

I.5.2.2 Ouvrages d'accostage et d'amarrage ..... 8

I.6 LA SIGNALISATION ET LA NAVIGATION MARITIME ..... 12

I.7. Phénomène de milieu Marin ..... 12

I.7.1. Les Marées ..... 12

I.7.2. Le Fetch ..... 13

I.7.3. Les vents ..... 14

I.7.4. Les mouvements nodulaires ..... 14

I.7.4.1 La Houle ..... 14

I.7.4.2. Les Seiches ..... 17

I.7.5. Les courants Marins ..... 17

I.8. DRAGAGE ..... 18
I.8.1. Définition ..... 18
I.8.2. Aspect technique ..... 18
I.8.2.1. Dragage hydraulique ..... 18
I.8.2.2. Dragage mécanique ..... 20
I .9. Conclusion ..... 21
**CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTES DES DONNEES.**
II.1. INTRODUCTION ..... 23
II.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE PORTUAIRE ..... 23
II.2.1. Présentation du Port d'Arzew ..... 23
II.2.2. Description du port d'Arzew ..... 24
II.2.2.1. L'Infrastructure globale ..... 24
II.2.2.2. Les ouvrages de protection ..... 25
II.2.2.3. Les bassins ..... 26
II.2.2.4. Les quais ..... 26
II.3 JUSTIFICATION DU PROJET DE REALISATION DU MOLE 05 ..... 27
II.4 DESCRIPTION DU PROJET ..... 28
II.4.1. Présentation de la zone d'étude ..... 28
II.5. DONNEES SISMIQUES ..... 29
II.6. COLLECTES DES DONNEES ..... 29
II.6.1. Climat et température ..... 29
II.6.2 Vent ..... 30
II.6.3 La pluviométrie ..... 30
II.6.4 Marnage et variation de niveau marin ..... 30
II.6.5 La Houle au Large ..... 31
II.7. DESCRIPTION DU PROJET ..... 31
II.7.1. Présentation de la zone d'étude ..... 32
II.8 CONCLUSION ..... 32
**CHAPITRE III INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES**
III.1. INTRODUCTION ..... 34
III .2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE ..... 34
III .3. CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE ..... 34

III.3.1 Campagne géotechnique en mer ..... 35
III.4 SYNTHESE DES RESULTATS DE LA CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE ..... 35
III.4.1 Lithologie de forage ..... 35
III.5. ESSAIS IN-SITU ..... 37
III.5.1 Essais pressiométriques ..... 37
III.6. ESSAIS EN LABORATOIRES ..... 40
III.6.1 Essais mécaniques et physiques ..... 41
III.6.2. Analyse chimique des sols ..... 42
III.7. Conclusion ..... 43
**CHAPITRE IV PRESENTATION DES VARIANTES ET ANALYSE MULTICTRITERE**
IV.1. INTRODUCTION ..... 44
IV.2. PARAMETRES DE CHOIX D'UN TYPE DE QUAI ..... 44
IV.3. PRESENTATION DES VARIANTES ..... 45
IV.3.1. Variante 1 ..... 45
IV.3.1.1. Description générale ..... 45
IV.3.1.2. Caractéristiques géométriques des blocs préfabriqués et du couronnement ..... 46
IV.3.1.3. Devis quantitatif et estimatif ..... 46
IV.3.1.4. Analyse des avantages et des inconvénients du quai en blocs ..... 48
IV.3.2. Variante 2 ..... 49
IV.3.2.1. Description générale ..... 49
IV.3.2.2. Devis quantitatif et estimatif ..... 50
IV.3.2.3. Analyse des avantages et des inconvénients du quai sur pieux ..... 51
IV.4. ETUDE COMPARATIVE DES DEUX VARIANTES ..... 52
IV.4.1. Choix multicritère ..... 52
IV.4.1.1. Matrice de décision multicritère ..... 52
IV.5 Justification du choix de la variante ..... 54
**CHAPITRE V ETUDE DE LA STBILITE EXTERNE ET INTERNE DU QUAI EN BLOCS**
V.1. INTRODUCTION ..... 54
V.2.1. Calcul des équipements d'accostages (Défenses et Bollards) ..... 54

V.2.1.1. Navire de projet ..... 54
V.2.1.2. Caractéristiques des navires du projet ..... 54
V.2.2. Calcul des dimensions des défenses ..... 54
V.2.2.1. Calcul de l'énergie d'accostage ..... 55
V2.2.2 Choix de la défense ..... 57
V.2.3 BOLLARDS ..... 58
V.3. ECHELLES DE SECURITE ..... 60
V.4. DIMENSIONNEMENT DU QUAI ..... 60
V.4.1. SITUATIONS DU PROJET ..... 60
V.4.1.1. Situation durable SD ..... 61
V.4.1.2. Situation accidentelle ..... 61
V.4.2. Combinaisons d'actions ..... 61
V.4.3. Théorie sur le calcul de quais en blocs ..... 62
V.4.4. Instabilité externe ..... 62
V.4.5. Instabilité interne ..... 62
V.4.6. Coefficients de sécurité ..... 63
V.5. HYPOTHESE DE CALCUL ..... 63
V.5.1. Données physiques ..... 63
V.5.2 Caractéristiques des matériaux de constructions ..... 63
V.6 Calcul des efforts ..... 64
V.6.1 Calcul des coefficients de poussée ..... 64
V.7.3 Vérification stabilité du quai au glissement et renversement ..... 74
V.7.3.1 récapitulatif des efforts dans le cas statique ..... 74
V.7.4 Stabilité au poinçonnement ..... 77
V.8. Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement ..... 80
V.11. CONCLUSION ..... 96

**CHAPITRE VI ÉTUDE DE DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DES ARMATURES DE LA POUTRE DE COURONNEMENT**

VI.1. INTRODUCTION ..... 97
VI .2. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE COURONNEMENT ..... 97
VI .2.1. Disposition de la poutre de couronnement par rapport aux positions des blocs de quai ..... 98

VI .2.2. Modélisation de la poutre de couronnement ..... 98
VI .2.2.1. Hypothèses et données de calcul ..... 99
VI .2.3. Surcharges appliquées ..... 100
VI.3. Ferraillage de la poutre de couronnement ..... 104
VI.3.1. Sous charges verticales ..... 104
VI.3.1.1. Vérification à la condition de non-fragilité ..... 105
VI .3.2. Ferraillage latéral ..... 105
VI. 3.3. Vérification à l'effort tranchant ..... 106
VI .3.4. Ferraillage adopté de la poutre de couronnement ..... 107
VI .4. CONCLUSION ..... 107
**CHAPITRE VII METHODOLOGIE DES TRAVAUX D'EXECUTION DU QUAI EN BLOCS**
VII.1 INTRODUCTION ..... 112
VII.2 DRAGAGE ET DEROCTAGE DES SOUILLES ..... 112
VII.2.1 Phasage des travaux de dragage ..... 112
VII.2.1.1 Analyse préalable du site ..... 112
VII.2.1.2 Dimensionnement du matériel de dragage ..... 112
VII.2.1.3 Définition du plan de dragage ..... 113
VII.1.1.4 Réalisation des travaux de dragage ..... 113
VII.2.1.5 Opérations de finition ..... 114
VII.2 PREPARATION DE LA COUCHE D'ASSISE DES BLOCS DE QUAIS ..... 114
VII.2.1 Préparation de la plateforme ..... 115
VII.2.2 Approche des matériaux ..... 115
VII.2.3 Installation des enrochements ..... 115
VII.2.4. Mise en place de la couche de ballast ..... 116
VII.2.5 Contrôle final ..... 116
VII.3 TRAVAUX DE REALISATION DES BLOCS DE QUAI ..... 117
VII.3.1 Travaux de réalisation de la plateforme de préfabrication ..... 117
VII.3.2 Travaux de préfabrication des blocs de quai ..... 117
VII.3.2.1 Préparation des coffrages ..... 117
VII.3.2.2 Bétonnage des blocs ..... 117
VII.3.2.3 Décoffrage ..... 118
VII.3.2.4 Cure de Béton ..... 118

VII.3.2.5 Gerbage des Blocs ..... 118
VII.4 TRAVAUX DE MISE EN PLACE DES BLOCS ..... 119
VII.5. TRAVAUX DE REALISATION DE LA POUTRE DE COURONNEMENT..... 121
VII.6. CONCLUSION ..... 122

**CHAPITRE VIII DIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT RIGIDE**

VIII .1. INTRODUCTION..... 123
VIII 2. PREDIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT RIGIDE..... 123
VIII 2.1. Critères de choix d'un revêtement rigide..... 123
VIII .2.2. Détermination des épaisseurs du revêtements en béton ..... 123
VIII .2.3. Composition du revêtement rigide ..... 124
VIII .3. DIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT RIGIDE ..... 125
VIII .3.1. Constitution et principe de dimensionnement des chaussées rigides ..... 125
VIII .3.2. Hypothèses et schéma de calcul ..... 125
VIII. 3.3. Positions critiques des charges ..... 127
VIII .3.4. Calcul des efforts..... 127
VIII .3.4.1. Vérification des contraintes du sol ..... 127
VIII .3.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite de Service E.L.S ..... 127
VIII .3.4.1.2. Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite Ultime E.L.U ..... 128
VIII .3.4. 2. Vérification au poinçonnement ..... 129
VIII .3.4.1.3 Détermination des moments fléchissant..... 131
VIII .3.5. Calcul du ferraillage ..... 132
VIII .4. CONCLUSION ..... 133

**CHAPITRE IX DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF TOTALE**

IX.1. Devis quantitatif et estimatif totale ..... 134
IX.1.1. Estimation du cout ..... 134
Conclusion générale ..... 133

# INTRODUCTION GENERALE

Le transport maritime constitue un levier essentiel du développement économique, en facilitant les échanges internationaux de marchandises et de passagers. Il s'appuie sur des infrastructures portuaires spécialisées, conçues pour assurer l'efficacité des opérations logistiques ainsi que l'ensemble des services techniques associés. Grâce à un littoral de plus de 1280 km, l'Algérie occupe une position stratégique en mer Méditerranée, favorisant les échanges entre l'Afrique et l'Europe. Dans ce contexte, la modernisation des infrastructures portuaires s'avère indispensable afin de répondre aux exigences croissantes du commerce maritime et d'améliorer la performance globale du système portuaire national.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent projet de fin d'études, consacré à l'étude d'un quai commercial au port d'Arzew, wilaya d'Oran. L'objectif principal est de proposer et de dimensionner une solution d'aménagement adaptée aux contraintes du site ainsi qu'aux exigences d'exploitation, tout en assurant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage durant les différentes phases de conception et de réalisation.

Ce mémoire est structuré en huit chapitres :

Le premier chapitre présente les généralités relatives aux infrastructures portuaires et aux principaux ouvrages maritimes.

Le deuxième chapitre traite de la présentation du projet ainsi que de la collecte et de l'analyse des données nécessaires à l'étude.

Le troisième chapitre est consacré aux investigations géotechniques et à l'étude des caractéristiques du sol.

Le quatrième chapitre expose les variantes d'aménagement étudiées, accompagnées d'une analyse multicritère permettant de retenir la solution optimale.

Le cinquième chapitre porte sur l'étude de la stabilité externe et interne du quai en blocs.

Le sixième chapitre est dédié au dimensionnement de la poutre de couronnement, incluant le calcul des sollicitations et le ferraillage.

Le septième chapitre présente la méthodologie d'exécution des travaux du quai en blocs.

Enfin, le huitième chapitre traite du dimensionnement du revêtement rigide du terre-plein.

L'ensemble de ces chapitres permet d'assurer une approche globale du projet, depuis l'analyse initiale jusqu'au dimensionnement final et à la réalisation de l'ouvrage.

# *Chapitre I ➡ Généralités sur les infrastructures portuaires*

# I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de présenter les notions fondamentales liées aux ouvrages maritimes, afin d'établir une base théorique solide pour notre étude. Il offre un aperçu général des infrastructures portuaires et des quais en blocs, tout en mettant en lumière le contexte et les principaux défis du projet permettant de mieux comprendre et justifier les choix et les solutions techniques adoptés.

# I.2. DEFINITION DU PORT

Un port est une infrastructure construite par l'homme ou bien un lieu aménagé sur le littoral maritime, sur le bord d'un lac ou en certains endroits d'un cours d'eau important, et destinée à accueillir des bateaux et navires et leur permettre de charger et de décharger ce qu'ils transportent.

Un port est par définition sommaire :

- Un bassin formant un abri naturel ou artificiel sur les rives d'une mer, d'un lac ou d'une rivière.
- Permettre l'ancrage, le mouillage ou le stationnement à quai des bateaux à couvert de la houle et des grands vents.
- Port désigne aussi un plan d'eau qui inclut les digues, les jetées, les quais et les docks qui bordent le plan d'eau.
- Un ensemble complexe occupant une place privilégiée sur le plan national et international.

# I.3. TYPE DE PORT

## I.3.1 Selon leur fonction

Selon leurs activités et les types de bateaux accueillis, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance, et les ports militaires. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement, par exemple avec différents bassins.

Les ports de commerce est un port dont l'une des fonctions est le chargement et le déchargement de marchandises commerciales servent à accueillir les navires de commerce La vocation des ports de commerce est d'accueillir des transports de passagers, type ferries ou navires de

croisière et des transports de marchandises. 80 % des échanges de marchandises mondiaux étant effectués par voie maritime, ils constituent un socle pour nos échanges commerciaux.



*Figure I. 1Port de commerce d'Oran*

**Les ports de pêche** sont les plus nombreux dans le monde l'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce. Un port de pêche est un port situé en bord de mer, d'étendue d'eau ou de rivière et réservé aux embarcations ou aux navires de pêche. Grâce à ses infrastructures, il permet et facilite le débarquement de leur chargement**.**



*Figure I. 2.Port de pêche de Tigzirt*

**Les ports de plaisance** (parfois confondu avec la marina) réservé aux bateaux de plaisance à voile et à moteur. Il accueille des bateaux résidant à l'année ou des bateaux visiteurs (de passage) en offrant des services variables d'un port à l'autre.

Un port littoral de plaisance offre généralement plusieurs centaines de places de taille variable pour des bateaux allant d'environ 5 mètres à une vingtaine de mètres de longueur. Il comprend généralement des pontons flottants, des quais d'amarrage, des équipements de sécurité, ainsi que des services comme l'approvisionnement en eau et en électricité, la maintenance des bateaux et parfois des espaces de restauration et de détente.



*Figure I. 3 Port de plaisance de Sidi Fredj-Alger*

**Port militaire** ou bien un port de guerre ou base navale dans la plupart des cas sont utilisés exclusivement pour accueillir et servir une flotte de navires de guerre. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparation, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages.



*Figure I. 4.Port militaire de Toulon*

## I.3.2. Selon leur emplacement

**Ports maritimes** Ils sont généralement situés sur la côte d'une mer ou d'un océan. Il s'agit généralement des ports majeurs d'un pays disposant d'une façade maritime, capables de recevoir les navires de plus fort tonnage. En raison de leur forte exposition aux vagues et aux

Vents, ces ports nécessitent des dispositifs de protection plus importants et des aménagements spécifiques pour assurer la sécurité des infrastructures et des navires.



*Figure I. 5Port maritime du Havre*

**Ports lacustres** Ils sont situés en bordure d'un lac. Conçue pour l'amarrage de bateaux et le transport. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser des problèmes sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent les petites marinas, mais également des ports de commerce.



*Figure I. 6.Port lacustre de Grimaud*

**Ports fluviaux** Les ports fluviaux, ou ports intérieurs, sont publics ou privés. Ils sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal afin de permettre le transport de marchandises et parfois de passagers à l'intérieur du territoire afin de permettre le transport de marchandises et parfois de passagers à l'intérieur du territoire.



*Figure I. 7Port fluvial convergence Garonne*

**Ports à sec** permet l'accueil et l'entreposage des bateaux hors de l'eau. Dans un tel port, le stockage des navires se fait sur terre, sur des racks, par exemple, ou sur des bers. Dans un port à sec, le plaisancier met son bateau à l'eau pour chaque sortie, puis le sort de l'eau une fois sa navigation terminée.



*Figure I. 8. Port à sec Navy Service*

## I.4. LE ROLE DES PORTS

Un port joue un rôle essentiel dans le développement économique et commercial d'un pays, Ainsi, c'est une infrastructure clé pour les échanges nationaux et internationaux.

### I.4.1. Rôle économique

Faciliter l'importation et l'exportation des marchandises, stimuler le commerce et créer des emplois. Il consiste à relier les deux modes de transport ; terrestre et maritime ou fluviale.

### I.4.2. Rôle logistique

Assurer le chargement, le déchargement, le stockage et la distribution des marchandises.

### I.4.3. Rôle stratégique

Renforcer la position commerciale et parfois militaire d'un pays.

### I.4.3. Rôle touristique

Dans le cas des ports de plaisance, développer les activités récréatives et le tourisme.

## I.5. LES OUVRAGES PORTUAIRES

### I.5.1. Ouvrages extérieurs

Ce sont les ouvrages de protection, Les ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion…).

#### I.5.1.1 Les jetées

La jetée est une structure rigide construite en maçonnerie, béton ou bois, s'avançant dans la mer, un lac ou un fleuve pour :

- **Appontement** : permet l'embarquement et le débarquement des passagers et des marchandises en eau profonde.
- **Protection** : protège le port contre la houle et le vent (fonction de brise-lames) et résiste aux vagues et aux tempêtes.
- **Aménagement touristique** : peut servir d'espace de promenade et de loisir, comme la Jetée de Brighton.



*Figure I. 9. La jetée de la garenne*

### I.5.1.2 Les digues

Une digue est un ouvrage linéaire de nature artificielle, en surélévation par rapport à son environnement, dont la fonction principale est d'empêcher la venue d'eau, provenant d'une rivière, d'un lac ou de la mer, dans les terres se trouvant le long de la digue (appelée « zone protégée »).

Ces ouvrages peuvent être classés en quatre grandes classes :

- **Les digues à talus**

La houle se brise sur la carapace de la digue, constituée d'enrochements ou de blocs en béton, dont le rôle est d'empêcher le franchissement des vagues et de protéger le bassin intérieur.
Le dimensionnement est réalisé à partir d'une houle de référence correspondant à une tempête décennale à trentennale. En cas de conditions extrêmes, la digue peut subir des dommages réparables. Ce type d'ouvrage est généralement utilisé pour des profondeurs inférieures à 50 m en raison de son coût élevé.

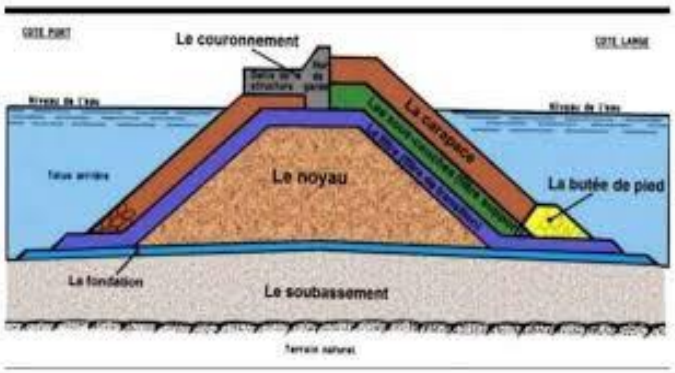



*Figure I. 10. Schémas d'une digue a talus*

- **Digue verticale**

La muraille d'une digue verticale est constituée de blocs ou caissons en béton armé, dont la stabilité repose principalement sur leur poids propre. La réflexion de la houle sur la paroi verticale amplifie les vagues, nécessitant un rehaussement du couronnement pour limiter le franchissement. Le dimensionnement est basé sur la vague centennale, en veillant à éviter le déferlement grâce à une profondeur suffisante au pied de l'ouvrage (au moins 2 à 3 fois la hauteur de la vague).

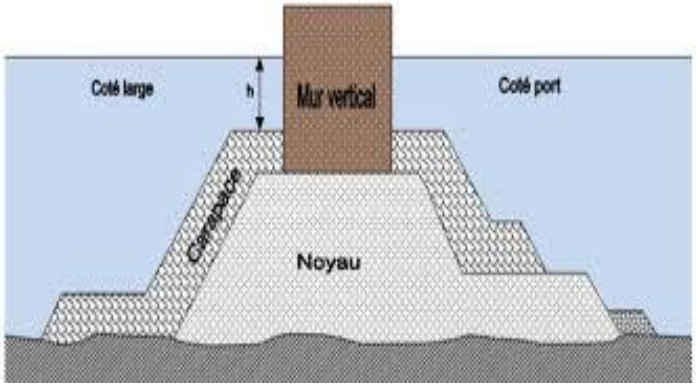



*Figure I. 11. Schémas d'une digue verticale*

- **Digues mixtes**

Lorsque les profondeurs sont élevées, on adopte généralement une digue mixte composée d'un soubassement à talus surmonté d'une structure verticale. Cette dernière doit être dimensionnée pour résister aux efforts des vagues déferlantes, avec des solutions comme les caissons perforés qui améliorent la dissipation de l'énergie des houles. Ce type d'ouvrage permet de réduire à la fois l'utilisation d'enrochements et de béton par rapport aux digues classiques. Le dimensionnement se base sur des houles de période de retour cinquantennale.

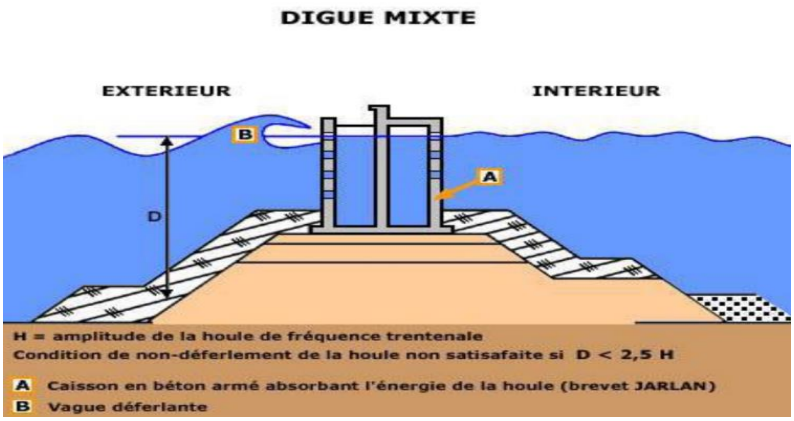



*Figure I. 12.Schémas d'une digue verticale*

### I.5.2. Les ouvrages intérieurs

#### I.5.2.1 Bassins

Depuis l'avant-port, le navire gagne son poste d'opération qui est établi dans un bassin Où le plan d'eau ne doit pas avoir une agitation supérieure à 50 cm, une valeur de 80cm étant un maximum admissible pour les grands navires.

La profondeur du bassin et celle du poste d'opération sont égales à la somme :

- Du tirant d'eau maximal admissible,
- Du marnage maximum (incluant l'effet des marées et des surpressions atmosphériques).
- D'une sur profondeur, fonction de l'importance des dépôts solides qui peuvent se former dans le port (en générale 1 m) et de l'imprécision des sondages.

#### I.5.2.2 Ouvrages d'accostage et d'amarrage

Le long des bassins sont établis des ouvrages sur lesquels les navires viennent accoster et s'amarrer pour débarquer ou embarquer les passagers ou les marchandises.

- **Les quais,** qui outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.
- **Les appontements** qui sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons).
- **Les ducs d'Albe** qui sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention.

➢ **Quai en bloc de béton**

Les ouvrages assurant le soutènement des terres et permettant la circulation des engins le long du front d'accostage sont appelés quais. Le mur de quai peut être constitué de blocs en béton préfabriqués empilés. L'empilage peut se faire par assises imbriquées, assurant une meilleure répartition des efforts, ou par piles juxtaposées, facilitant les reprises en cas de tassement. Cette dernière solution est souvent privilégiée pour les ouvrages de grande hauteur. Les blocs utilisés sont généralement de forme parallélépipédique.

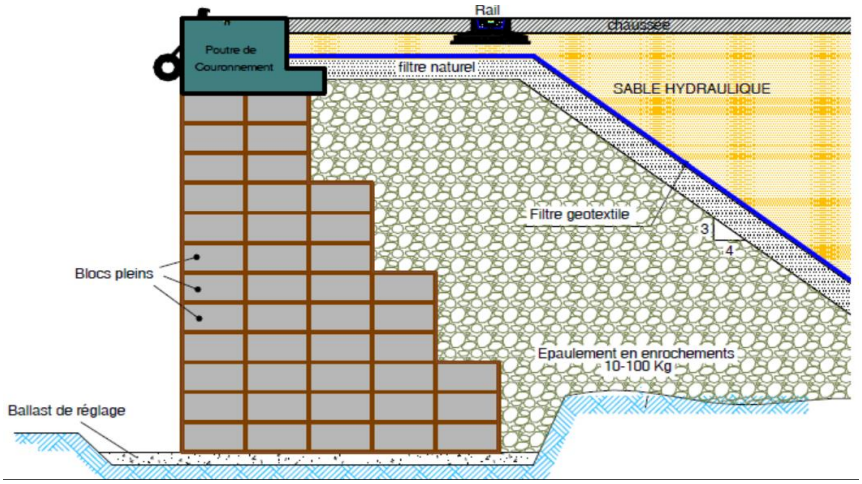



*Figure I. 13.Quai en blocs pleins de béton*

- **Quais en caissons échoués ou havés**

Les caissons, en béton armé ou précontraint, peuvent être préfabriqués totalement ou partiellement en forme de radoub ou en cale de construction. Ils sont utilisés pour réaliser des quais continus ou à appuis discontinus et peuvent assurer le soutènement des terres. Leur utilisation est particulièrement adaptée en site terrestre, car elle réduit les travaux de dragage. Cette technique est surtout compétitive pour les quais de grande hauteur (environ 20 m et plus) et de grande longueur, notamment en zones à fort marnage.

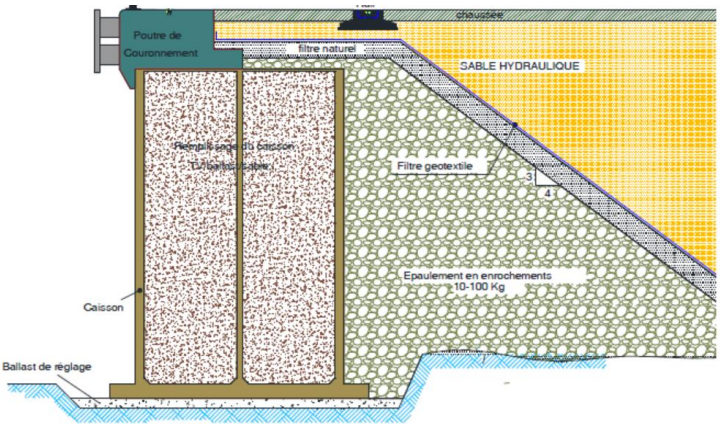



*Figure I. 14.Quais en caissons*

- **Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance**

Quai en rideau de palplanches Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

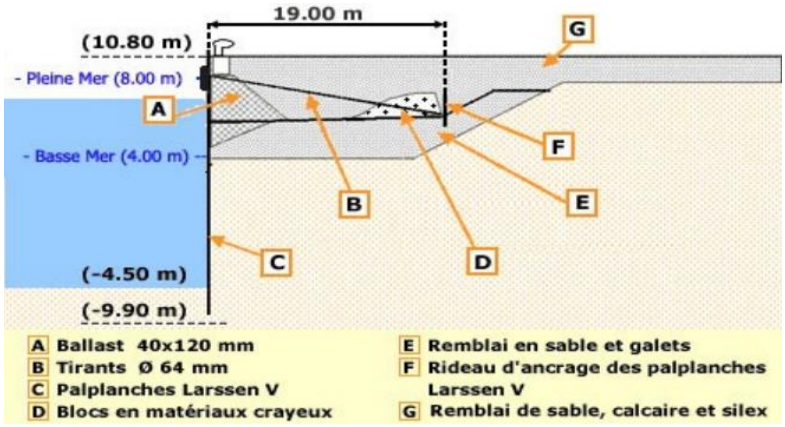



*Figure I. 15.Quai en blocs pleins de béton*

- **Ouvrages sur piles ou sur pieux**

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante. Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires.

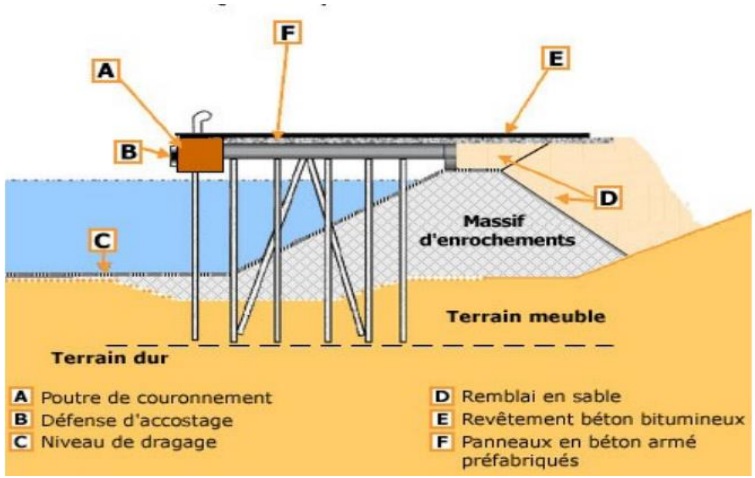
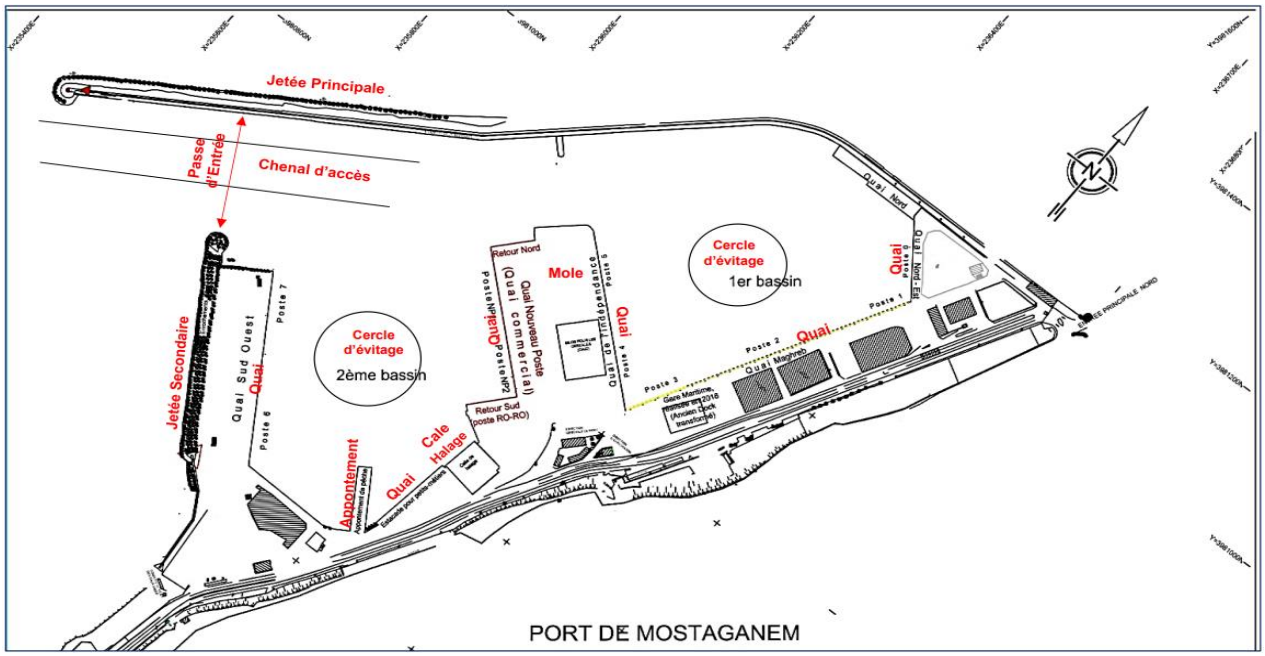



*Figure I. 16.Quais en caissons*

La construction d'un port, son équipement, l'aménagement de ses accès, la protection du rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes, communément englobées sous l'appellation de « travaux maritimes ».

Voir ci-après les détails des ouvrages portuaires :




➢ **Passe d'entrée**

- C'est la distance entre la jetée principale et le musoir de la jetée secondaire.
- Elle doit être orientée de façon à ce que le navire entrant ait autant que possible le vent sur l'avant.
- La longueur de la passe d'entrée doit être de l'ordre de grandeur de la longueur du plus grand navire.

➢ **Les zones de manœuvre**

- Le cercle d'évitage : C'est un cercle de diamètre D = 1,5 à 2,5 L
- L : c'est la longueur du plus grand navire fréquentant le port, qui peut être une ellipse.

➢ **Le chenal d'accès**

- Généralement sa longueur = 5B (B longueur du grand navire du port), on peut prendre

  Une largeur du chenal égale à la longueur L du plus grand navire.

La profondeur du chenal tient compte :

- Du niveau de référence (niveau minimal moyen) N.R.
- Du tirant d'eau admis (T.A)

- Des mouvements verticaux du navire, sous l'effet de l'enfoncement dû à la vitesse au cours de l'entrée « squat » et des mouvements dus à la houle.
- Du pied de pilote net : marge minimale permise sous la quille du navire ; 0,5 en temps normal, que l'on peut réduire à 0,3 pour les petits bateaux portés à 1,00 m pour des fonds rocheux.

## I.6 LA SIGNALISATION ET LA NAVIGATION MARITIME

La signalisation maritime est constituée par l'ensemble des dispositifs mis en place pour aider la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- Indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et des grandes routes maritimes.
- Guider les navires vers les ports.
- Donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

Ces dispositifs peuvent être visuels, sonores ou radioélectriques : ce sont les phares, les balises, le GPS.

- **Les dispositifs d'aide à la navigation :**
  - Des phares et des feux, visibles à grande distance de nuit.
  - Du balisage qui délimite de jour les écueils, les hauts fonds et les chenaux.
  - Des aides à la navigation radioélectriques qui permettent aux navires de connaître leur position (GPS…).

## I.7. Phénomène de milieu Marin

### I.7.1. Les Marées

La marée est le mouvement périodique d'oscillation (montée et descente) du niveau des mers et des océans, causé principalement par l'attraction gravitationnelle de la Lune et du Soleil, combinée à la rotation de la Terre. Elle se traduit par un flux (marée montante) et un reflux (marée descendante).

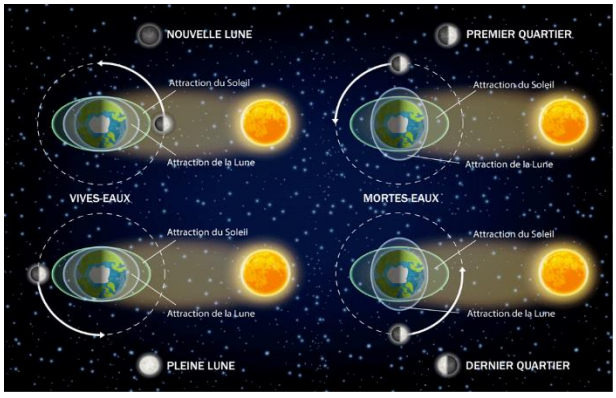



*Figure I. 17. Cycle de la Marée*

Le marnage est la différence de hauteur d'eau entre une pleine mer et une basse mer successive. Ce terme est également utilisé pour désigner les fluctuations du niveau de l'eau dans les cours d'eau, canaux et bassins.

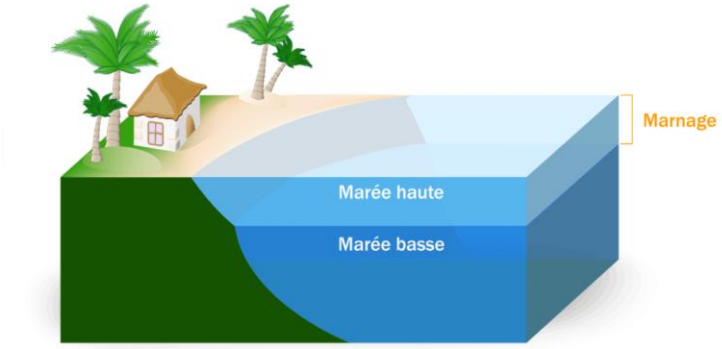



*Figure I. 18. Le Marnage (google image)*

Le régime des marées en Algérie, Comme c'est le cas pour l'ensemble du bassin de la mer Méditerranée, se caractérise par une faible amplitude, généralement inférieure à 0,5 m, contrairement aux zones océaniques où les variations tidales sont plus marquées. Cette faible amplitude s'explique notamment par le caractère semi-fermé du bassin méditerranéen, qui limite la propagation et l'amplification de l'onde de marée.
Les variations du niveau marin le long du littoral algérien résultent non seulement du forçage astronomique, mais également de l'influence de facteurs hydrodynamiques et météorologiques tels que les courants marins, le vent et les fluctuations de la pression atmosphérique, susceptibles de moduler localement les hauteurs d'eau observées.

### I.7.2. Le Fetch

Le Fetch est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle (une côte) depuis l'endroit où il est créé ou depuis une côte s'il vient de la terre.

Cette notion permet de comprendre la hauteur des vagues et de la houle à un endroit donné. Toutes choses étant égales par ailleurs, plus le Fetch est important plus la hauteur des vagues sera grande la hauteur des vagues sera très faible, même si le vent est très fort car le Fetch y est plus petit.

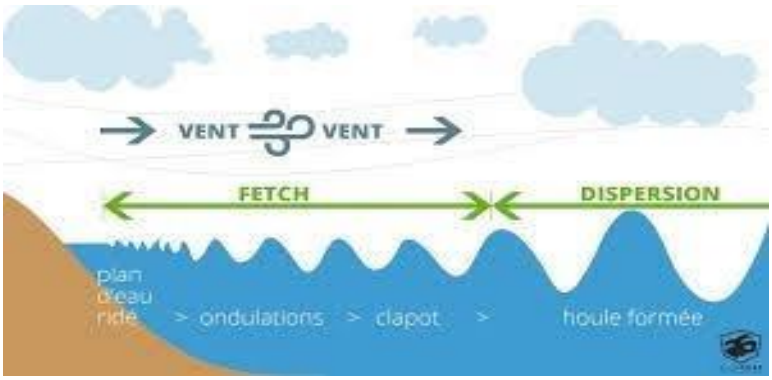



*Figure I. 19. Schéma représentant le Fetch*

### I.7.3. Les vents

Le vent joue un rôle majeur dans le fonctionnement des infrastructures portuaires, notamment lors des manœuvres des navires. Il résulte des variations de pression atmosphérique et peut provoquer des conditions sévères, influencées aussi par la topographie locale (effets de couloir). Les ouvrages portuaires doivent donc être dimensionnés pour résister à ses actions, afin d'assurer la sécurité et la stabilité. L'évaluation du vent se fait généralement à l'aide de l'échelle de Beaufort.

| Beaufort | Description | Nœuds de | Nœuds à | Km / h de | Km / h à | Vagues (m) de | Vagues (m) à |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | Calme | 0 | | 0 | | 0.0 | |
| 1 | Très légère brise | 1 | 3 | 1 | 5 | 0,1 | |
| 2 | Légère brise | 4 | 6 | 6 | 11 | 0.2 | 0.5 |
| 3 | Petite brise | 7 | 10 | 12 | 19 | 0.6 | 0.9 |
| 4 | Jolie brise | 11 | 16 | 20 | 28 | 1.0 | 1.5 |
| 5 | Bonne brise | 17 | 21 | 29 | 38 | 2.0 | 2.5 |
| 6 | Vent frais | 22 | 27 | 39 | 49 | 3.0 | 4.0 |
| 7 | Grand frais | 28 | 33 | 50 | 61 | 4.0 | 5.5 |
| 8 | Coup de vent | 34 | 40 | 62 | 74 | 5.5 | 7.0 |
| 9 | Fort coup de vent | 41 | 47 | 75 | 88 | 7.5 | 10.0 |
| 10 | Tempête | 48 | 55 | 89 | 102 | 10.0 | 12.5 |
| 11 | Violente tempête | 56 | 63 | 103 | 117 | 12.5 | 14.0 |
| 12 | Ouragan | 64 | > | 118 | > | 16.0 | > |

*Figure I. 20. Échelle de Beaufort*

### I.7.4. Les mouvements nodulaires

#### I.7.4.1 La Houle

Les houles sont des mouvements ondulatoires de la surface de la mer, générés par l'action du vent sur les océans. Elles se caractérisent généralement par une certaine régularité en termes de direction et de période.

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, ce mouvement n'entraîne pas de déplacement significatif de l'eau, car les vagues transmettent essentiellement de l'énergie. Les particules d'eau effectuent plutôt un mouvement circulaire : l'eau située dans le creux d'une vague est soulevée puis revient à sa position initiale.

Ce phénomène peut être observé à l'aide d'un objet flottant, comme un bouchon en liège ou un morceau de bois, qui est simplement ballotté par la houle sans subir de déplacement significatif.

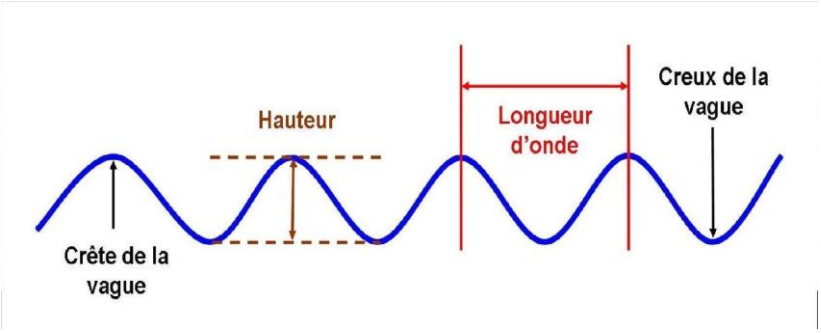



*Figure I. 21. Schéma expliquant le phénomène de la houle*

➢ **Caractéristiques de la houle**

Les houles sont définies par plusieurs paramètres hydrodynamiques, notamment la hauteur, la période, la longueur d'onde, la célérité et la direction de propagation. Ces caractéristiques dépendent principalement de la vitesse du vent, de sa durée d'action ainsi que de la distance sur laquelle il souffle à la surface de l'eau, appelée Fetch.

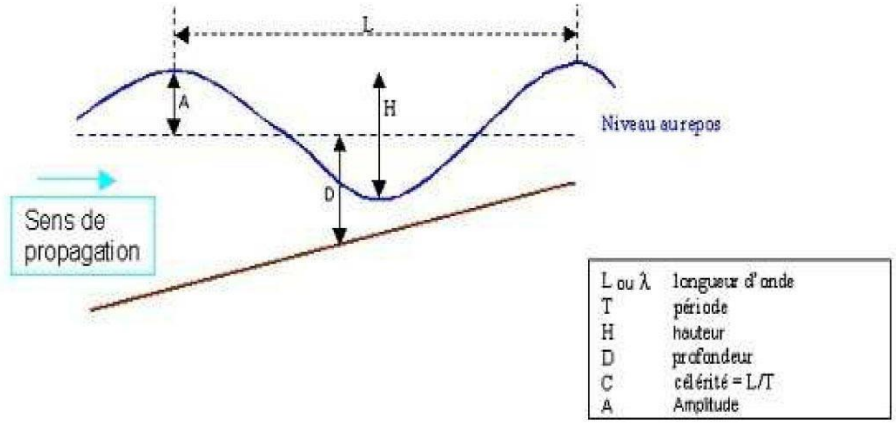



*Figure I. 22. Les caractéristiques de la houle*

- **La hauteur (ou amplitude)** : distance verticale entre la crête de la vague et le niveau moyen de la mer.
- **La longueur d'onde** : distance séparant deux crêtes successives ou deux creux consécutifs, généralement exprimée en mètres.
- **La période (T)** : intervalle de temps correspondant au passage de deux crêtes successives en un même point.
- **La fréquence (1/T)** : nombre de trains de houle passant par un point fixe en une seconde, exprimé en hertz (Hz).
- **La célérité (C)** : vitesse moyenne de propagation des crêtes de houle, définie par la relation C=L\T
- **L'énergie d'une houle :** $E = 1/8pgH^2$. p étant densité de l'eau, g la constante gravitationnelle et H la hauteur de la vague, crête à creux. L'énergie d'une houle ne dépend donc que de sa hauteur.

➢ **Principaux paramètres pour la formation de la houle**

La formation de la houle à la surface de l'océan est principalement due à l'action du vent. Plusieurs paramètres interviennent dans ce processus :

- **Le Fetch** : distance sur laquelle le vent souffle de manière relativement constante et dans une direction stable.
- **L'intensité du vent**.
- **La durée d'action du vent** sur la surface de l'eau.

Un autre facteur pouvant influencer la formation de la houle est l'état initial de la surface de l'eau. Toutefois, dans la plupart des analyses, celle-ci est généralement considérée comme étant au repos.

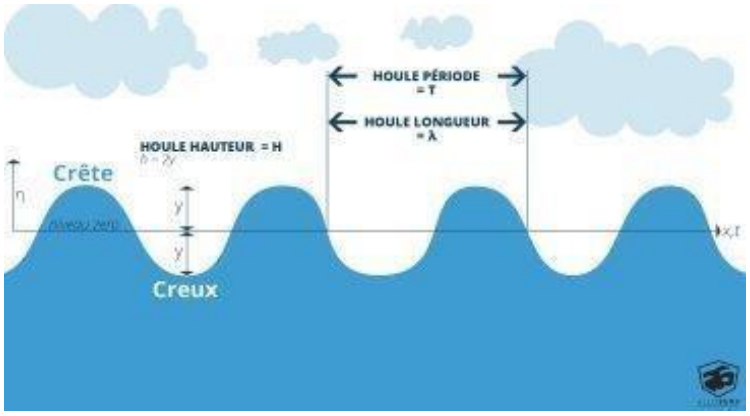



*Figure I. 23. Schéma de la formation de la houle*

- **La réfraction de la houle**

La houle se propage en profondeur et, en atteignant le fond marin, elle ralentit et change de direction sous l'effet du frottement, s'orientant perpendiculairement aux isobathes. La réfraction de la houle est caractérisée par les coefficients Ks et Kr, dont la combinaison donne le coefficient global.

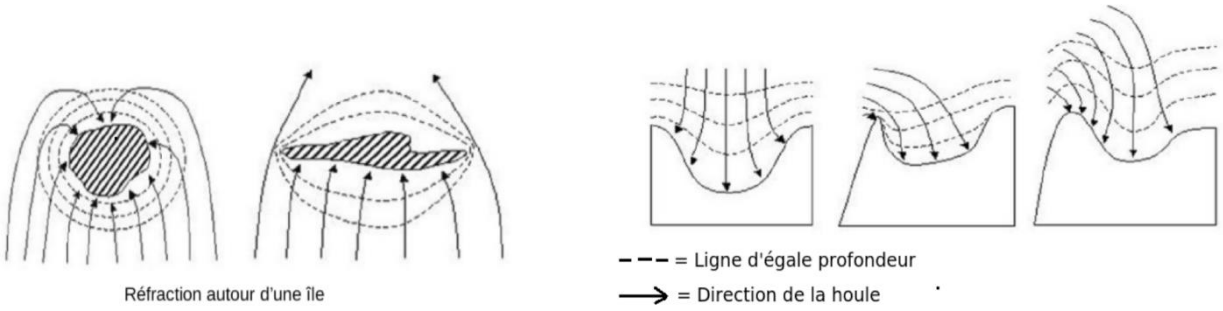



*Figure I. 24. Réfraction de la houle*

- **La réflexion de la houle**

La réflexion de la houle se produit lorsqu'elle rencontre un obstacle vertical ou incliné, entraînant la formation du clapotis dû à l'interaction entre la houle incidente et réfléchie.

La réflexion est totale sur une paroi verticale, ce qui peut augmenter fortement l'amplitude des vagues, tandis qu'une paroi inclinée provoque une réflexion partielle et réduit l'intensité du clapotis.

- **Le déferlement de la houle**

Lorsque la houle rencontre une côte inclinée, les vagues s'accentuent progressivement jusqu'au déferlement, se traduisant par l'effondrement de la vague et l'apparition d'un bouillonnement (écume) à l'avant de celle-ci. Sur des fonds à faible pente, les vagues déferlantes conservent une grande partie de leur symétrie au cours de leur progression.

- **La diffraction de la houle**

Le passage de la houle à travers une passe ou à proximité d'une digue isolée provoque une rotation des crêtes et une diminution de l'amplitude des vagues par effet de diffraction. De manière générale, l'amplitude décroît progressivement avec l'éloignement des musoirs des digues, dans la zone d'ombre géométrique de la houle incidente. La longueur d'onde et la période restent inchangées lors de ce phénomène



*Figure I. 25. Une onde diffractée*

### I.7.4.2. Les Seiches

Ces ondes de seiches présentent des périodes allant de quelques dizaines de secondes à plusieurs minutes, avec des amplitudes de l'ordre de quelques décimètres. Bien que leur origine reste mal élucidée, elles sont généralement considérées comme des oscillations forcées. Elles résulteraient du déferlement des houles liées aux tempêtes sur les plages, qui renvoient une partie de leur énergie sous forme d'ondes très longues. Ces ondes peuvent se propager dans certains ports, comme celui d'Alger.

### I.7.5. Les courants Marins

Un courant marin correspond à un mouvement horizontal de l'eau de mer, résultant de l'action combinée du vent, de la force de Coriolis et des variations de densité liées à la température et à la salinité, ainsi que de l'influence des contours continentaux, des reliefs sous-marins et des interactions entre courants. Il se caractérise par sa direction, sa vitesse, son débit et sa température.

Parmi les types de courants, on distingue :

- **Courants de marée** : courants liés à la montée et à la descente de la marée, faibles au large mais forts près des côtes, agissant sur toute la profondeur.
- **Courants de houle** : courants de surface générés par les vagues, souvent alternatifs et renforcés en conditions de tempête.
- **Courants littoraux (côtiers)** : courants proches du rivage influencés par les vagues et le relief, responsables du transport des sédiments.
- **Courants de retour** : flux dirigé vers le large, formé par le retour de l'eau accumulée par les vagues près de la côte.
- **Courants de débris** : courants locaux entraînant des matériaux (sédiments, débris) le long ou depuis le littoral.
- **Courants généraux (océaniques)** : grands courants des océans, générés par les vents et la rotation de la Terre, transportant de grandes masses d'eau à l'échelle planétaire.

# I.8. DRAGAGE

## I.8.1. Définition

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

## I.8.2. Aspect technique

### I.8.2.1. Dragage hydraulique

Les dragues hydrauliques utilisent principalement des pompes de dragage pour aspirer la boue dans la trémie ou la transporter directement vers le site de déchargement de la boue.

- **Types de dragues hydrauliques :**

- **Drague suceuse à dés agrégateur :** Une drague suceuse à dés agrégateur est équipée d'une tête de dés agrégateur rotative en tête de tube. Pendant les opérations de dragage, la tête de dés agrégateur tourne pour désagréger le sable et les impuretés du lit de la rivière, tandis que la pompe de dragage pompe le limon vers le site de rejet via le tube d'aspiration des boues.



*Figure I. 26. Drague suceuse à dés agrégateur*

- **Drague suceuse à trémie traînante** : La tête de la drague suceuse traînante est équipée d'une tête de dragage. Grâce à son mouvement, la drague aspire le limon et le transporte ensuite vers la trémie via la pompe de dragage.



*Figure I. 27. Drague suceuse à trémie traînante*

- **Drague suceuse :** Les dragues suceuses ne sont pas équipées de dés agrégateurs ni de têtes de dragage. Elles utilisent uniquement la forte aspiration de la pompe de dragage pour aspirer le limon dans le tuyau. Elles conviennent aux sols relativement meubles.



*Figure I. 28. Drague suceuse*

### I.8.2.2. Dragage mécanique

Les dragues mécaniques utilisent principalement des équipements tels que des bennes preneuses ou des pelles rétro caveuses pour draguer la boue et le sable en établissant un contact dur avec eux.

- **Types de dragues mécanique :**

- **Drague à benne preneuse :** Une drague à benne preneuse utilise une flèche pour enfoncer la benne preneuse profondément dans le fond de la rivière. Une fois la benne preneuse récupérée, la flèche la soulève hors de l'eau pour évacuer la boue.



*Figure I. 29. Drague à benne preneuse*

- **Drague rétro caveuse :** Une drague rétro caveuse est comme une excavatrice qui utilise une pelle rétro caveuse pour creuser de la boue et du sable.



*Figure I. 30. Drague rétro caveuse*

- **Drague à godets :** La drague à godets utilise une chaîne et un godet, entraînés par une roue de guidage, pour draguer en continu sous l'eau. Elle offre une grande adaptabilité.

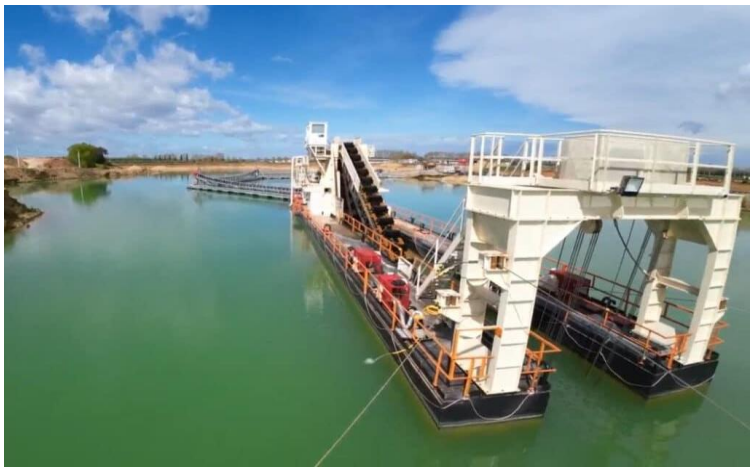


*Figure I. 31. Drague à godets*

## I .9. CONCLUSION

Ce chapitre contribue à éclairer les connaissances théoriques et à offrir une vision d'ensemble des concepts et notions pertinentes pour les travaux maritimes. Par ailleurs, les définitions présentées constituent une base de référence solide, essentielle pour l'élaboration et la conception de notre projet.

Cependant, l'entretien de ces ouvrages -en site maritime- est très complexe et onéreux vu la spécificité de ces infrastructures pour plusieurs raisons. Leurs spécificités sont d'abord liées à la variété des types de structures. Ensuite, la réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulières. Enfin, ces ouvrages sont exposés à environnement qui cumule souvent les facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qu'ils contiennent.

# *Chapitre II ⟹ Présentation du projet et collectes des données.*

# II.1. INTRODUCTION

Tout projet commence avec un besoin : un désir, une nécessité ou un manquement. La phase de la collecte de donnée définit les besoins en posant les objectifs de l'aménagement afin d'évaluer sa faisabilité.

# II.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE PORTUAIRE

Avant toute implantation définitive, l'aménagement d'un port, comme tout projet de génie civil, exige une étude approfondie du site. Cela implique la collecte de données essentielles, telles que les conditions météorologiques, océanographiques et physiques, ainsi que des informations statistiques sur la flottille. L'analyse de ces éléments permet notamment d'évaluer les besoins en linéaire de quai et en surface de terre-plein

La ville D'ORAN est la deuxième ville d'Algérie par sa population et l'une des plus importantes villes du Maghreb. C'est une ville portuaire de la mer Méditerranée, située dans le nord-ouest de l'Algérie, à 432 km de la capitale Alger, et le chef-lieu de la wilaya éponyme, en bordure du golfe d'Oran.

Le territoire de la commune de Arzew est situé au nord-est de la wilaya d'Oran. Elle a une grande industrie pétrochimique ainsi qu'un port maritime. Elle abrite l'une des zones pétrochimiques les plus importantes d'Algérie.la position géographique de port d'Arzew est d'attitude Nord : 35° 51,617 - Longitude Ouest : 0° 18,237. Il est étalé sur 22km, situé à 402km à l'ouest d'Alger.




*Figure II. 1 . Carte géographique du site*

## II.2.1. Présentation du Port d'Arzew

La création du port d'Arzew remonte à l'époque romaine (désignation ancienne Portus-Magnus) grâce aux qualités exceptionnelles de sa rade et à sa situation de débouché des riches plaines du Sig et de l'Habra. Ce port a connu différents stades dans sa construction. Le premier ouvrage maritime fut un débarcadère de 60 x 12 mètres entre 1833 et 1870, appelé actuellement môle 2. Entre 1905 et 1982, divers travaux ont été réalisés pour l'extension et le développement du port.

Il est devenu avec le démarrage des unités pétrochimiques, un port spécialisé dans le trafic des hydrocarbures.



*Figure II. 2. Port d'Arzew 1905*

Aujourd'hui le **Port d'Arzew** est considéré comme l'un des ports industriels les plus importants d'Algérie. Il est très important pour l'économie algérienne. Il fait partie d'une grande **zone pétrochimique** avec raffinerie et complexes industriels. il joue un rôle essentiel dans l'exportation des hydrocarbures. Ce port est principalement spécialisé dans le transport et l'exportation du pétrole, du gaz naturel liquéfié (GNL) et des produits pétrochimiques.




*Figure II. 3. Port d'Arzew 2021*

### II.2.2. Description du port d'Arzew

Le port assure deux fonctions, la fonction commerciale traditionnelle et la fonction d'exportation des hydrocarbures. Le premier bassin est destiné au commerce avec le môle n°2 pour la pêche et le môle n°3 pour le transit des marchandises. Le second basin est destiné à l'exportation des raffinés par les postes de la jetée secondaire et l'exportation du pétrole brut au niveau des postes de la jetée du large. En plus, le môle 5 est en cours de réalisation.

#### II.2.2.1. L'Infrastructure globale

- 153 hectares de plan d'eau abrité.
- 24 hectares de Terre-plein.
- La passe d'entrée environ 300m & cercle d'évitage 450 m de diamètre.

- 2500 mètres de digues de protection.
- 07 postes à quai pour marchandises diverses de 6.5 à 10 mètres de tirants d'eaux.
- 06 postes à hydrocarbures de tirants d'eaux de 9.2 à 17 mètres (GPL, raffinés, Condensat, brut, ...etc.).

Ce port a connu différents stades dans sa construction, qui se résume dans ce qui suit :

- Le premier ouvrage maritime fut un débarcadère de 60 x 12 mètres entre 1833 et 1870, appelé actuellement mole 2.
- En 1872, construction de la jetée abri.
- En 1893, 1ére ébauche du môle 3 (longueur 30 m ; largeur 10 m).
- En 1912, agrandissement du môle 3, faisant passer sa longueur à 158 mètres et sa largeur à 60 mètres.
- 1934 à 1940, le môle 3 est agrandi à 258 mètres de long et 100 mètres de large.
- Dans les années soixante, début de l'extension inhérente à l'exportation des produits pétroliers pour donner au port les proportions actuelles, ainsi, 1969-1971, remise en état de la jetée Est sur 390ml et de la jetée du large, totalisant 1 450ml.
- La Jetée secondaire, début les travaux à partir du 1964.
- Réalisation des Postes S2 et S3 au niveau de la Jetée Secondaire, en 1971/73.
- Rempiétement du quai Est du môle 03 en 2001/2002.
- Rempiétement du quai Sud du môle 03 en 2009/2010.
- Rempiétement du quai Ouest du môle 03 en 2011/2013.
- Réalisation du quai minéralier à l'Est du port de Bethioua.
- Il y a eu des confortements de la Jetée du Large, des rempiétements et aménagement des quais et des opérations de dragages.
- Depuis mars 2023, le Môle 5 est en cours de réalisation (groupement de réalisation MEDITRAM-COSIDER-CHEC).

### II.2.2.2. Les ouvrages de protection

*Tableau II. 1. Représente les ouvrages de protections*

| Jetées | Type de jetée | Longueur (ml) | Profondeur (m) |
|---|---|---|---|
| **Jetée Abri** | Digue à talus | 270 | 10.00 à 15.00 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Jetée Est** | Digue à talus | 380 | 10.00 à 15.00 |
| **Jetée du large** | Digue à talus | 822 | 15.50 à 20.00 |
| **Jetée secondaire** | Caissons et protection extérieure en blocs naturels | 850 | 10.00 à 15.00 |

### II.2.2.3. Les bassins

*Tableau II. 2 Représente les bassins Les quais*

| Bassins | Surface du plan d'eau | Profondeur (m) | Largeur de la passe d'entrée (m) | Ouvrages d'accostage (quai en ml) |
|---|---|---|---|---|
| **Arrière port** | 67 ha | 3.00 à 10.00 | - | 1 580 ml de quais |
| **Avant-port** | 86 ha | 10.00 à 20.00 | 300 | 06 appontements à hydrocarbures |

### II.2.2.4. Les quais

*Tableau II. 3 Représente les différents quais dans le port d'Arzew*

| Type d'activité | Type d'ouvrage | Longueur de quai (ml) | Profondeur nominale (m) |
|---|---|---|---|
| **Pêche « au niveau du môle 2 »** | Quai en blocs | 360 | 4.50 |
| **Quais Ouest, Sud et Est « au niveau du môle 3 »** | Quai en blocs | 705 | - |
| **Marchandises diverses « au niveau du môle 4 »** | Quai en blocs | 300 | 5.00 à 8.00 |
| **Quai des travaux « entre môle 3 et 4 »** | Palplanches | 215 | 7.70 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Quai de la marine « au niveau du môle 1 »** | Quai en blocs | 200 | 4.50 |

## II.3 JUSTIFICATION DU PROJET DE REALISATION DU MOLE 05

Au cours des dernières années, la structure du trafic au port d'Arzew a connu d'importantes évolutions. Celles-ci se traduisent notamment par une augmentation progressive du trafic de marchandises diverses et de conteneurs, ainsi que par un développement notable des exportations, en particulier celles liées à l'urée. Depuis 2016, le trafic conteneurisé enregistre une croissance significative, témoignant du dynamisme de l'activité portuaire.

Par ailleurs, de nouveaux types de marchandises sont appelés à transiter par le port, sous réserve de la mise en place d'infrastructures adaptées. Ces flux concernent principalement les produits issus du développement de l'industrie pétrochimique, ainsi que l'intensification des échanges conteneurisés. Dans ce contexte, l'Entreprise Portuaire d'Arzew (EPA) a engagé une stratégie visant à augmenter la capacité d'accueil et de traitement du port.

Le site retenu pour la présente étude est localisé au niveau d'un môle à vocation commerciale, dans le cadre du projet du môle 5. Il correspond plus précisément à l'emplacement du quai de service, dont les caractéristiques seront détaillées dans les sections suivantes.

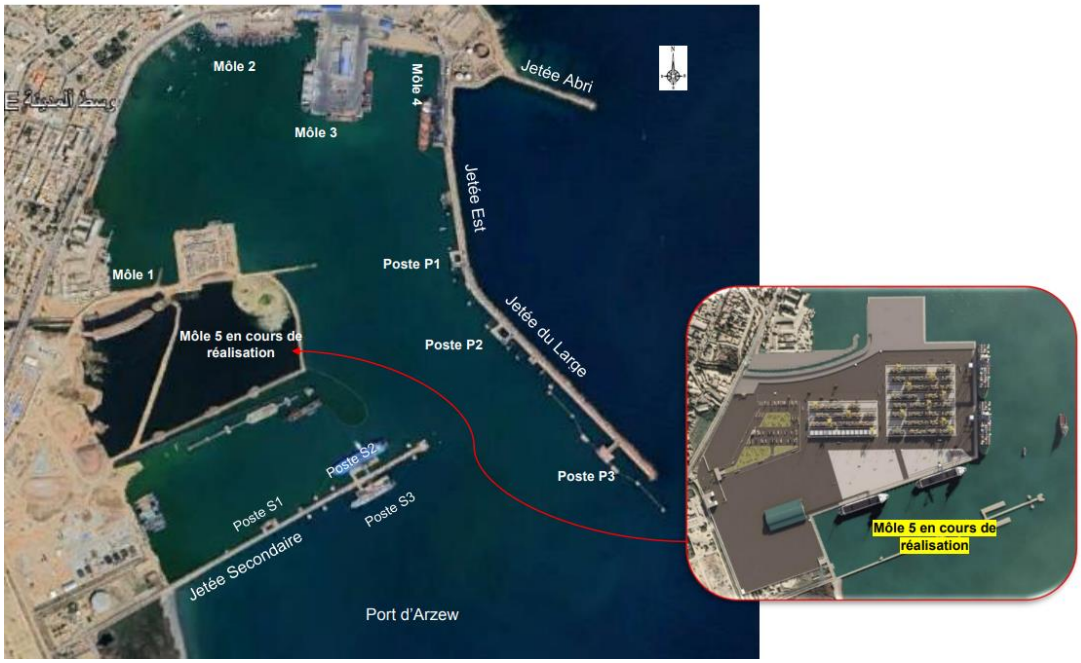



Figure II. 4. Plan de situation et infrastructures du Port d'Arzew

## II.4 DESCRIPTION DU PROJET

Le môle 5 en cours de réalisation est un mégaprojet économiquement stratégique et techniquement très intéressent pour les travaux maritimes. La zone du projet se situe à l'intérieur du port d'Arzew, avec un linéaire de quai totalisant 1460m. Elle s'étend sur une surface de 50 hectares de terre-plein. Le bassin offre des profondeurs de tirant d'eau allant de -9.00m à -14.00m NGA. Le projet se compose de 02 zones : une dédié au môle commercial n°5 et l'autre pour le chantier naval d'Arzew CNA.

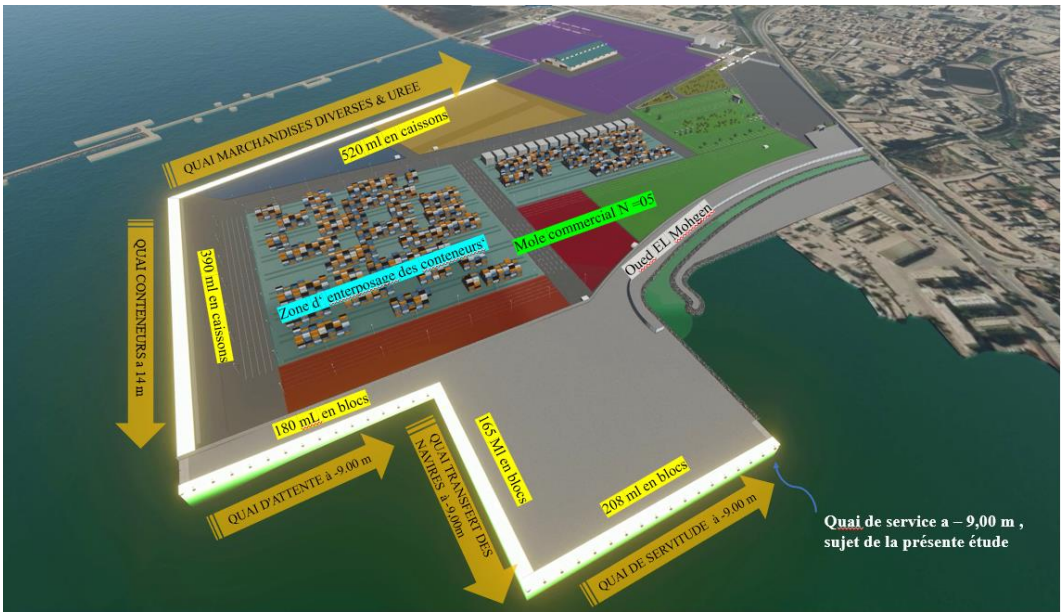



*Figure II. 5.Plan d'aménagement et répartition des quais du Môle commercial N°05*

- Le terrassement et le remblaiement de la plate-forme du terre-plein.
- Travaux de démolitions de la jetée méthane.

### II.4.1. Présentation de la zone d'étude

➢ **03 postes à quai :**

- Un poste à quai d'attente à-9,00 m d'un linéaire de 180 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres avec un retour de fermeture de 30mètres (avec caissons de coin à -9,00 m).
- Un poste à quai de transfert des navires à -9,00 m d'un linéaire de 165 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres.
- Un poste à quai de service (quai de servitude) à -9.00 m d'un linéaire de 205 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres avec un retour de fermeture de 25 mètres (avec des caissons de coin). Ce quai est le sujet de notre étude.

- Pose des équipements des quais (bollards, défenses d'accostages, échelles de sécurité).
- Dragage des bassins.

## II.5. DONNEES SISMIQUES

Selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024, Arzew est située dans la Zone VI

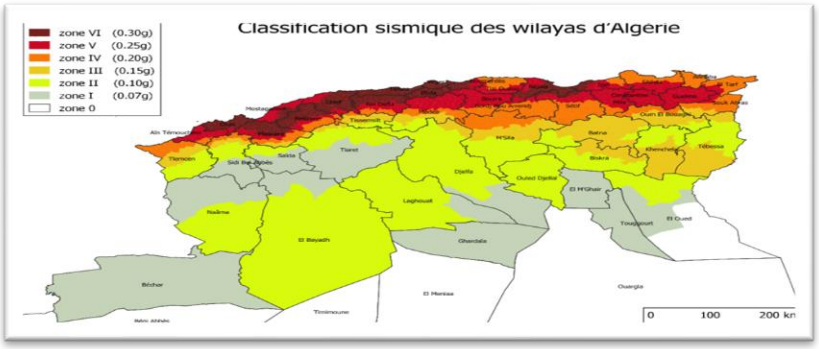



*Figure II. 1. Zonage sismique de l'Algérie*

Selon le RPA 2024, le choix du coefficient sismique horizontal kh peut être effectué en fonction du comportement dynamique de l'ouvrage. Ainsi, selon la rigidité de la structure, on peut considérer les deux cas suivants

$Kh = \frac{1}{2} \times A \times I \times S$ Ouvrages flexibles.

$Kh = \frac{2}{3} \times A \times I \times S$ Ouvrages semi flexibles.

## II.6. COLLECTES DES DONNEES

### II.6.1. Climat et température

Oran est une ville située dans le nord-ouest de l'Algérie, à environ 432 kilomètres à l'ouest d'Alger. Elle s'étend le long de la rive sud du bassin algéro-provençal, dans une baie qui s'ouvre sur le golfe d'Oran. Le relief d'Oran est caractérisé par une altitude moyenne d'environ 60 mètres, avec des falaises, des plaines littorales et des plateaux. Oran bénéficie d'un climat méditerranéen, ce qui signifie qu'elle connaît des étés chauds et secs, ainsi que des hivers frais et humides. Les précipitations à Oran tombent principalement pendant l'hiver. Cependant, les projections climatiques pour Oran indiquent que les températures devraient augmenter, tandis que les précipitations devraient diminuer.

Tableau climatique d'Oran (Algérie)

| Mois | jan. | fév. | mars | avril | mai | juin | jui. | août | sep. | oct. | nov. | déc. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Température minimale moyenne (°C) | 8,5 | 9 | 10,5 | 12,5 | 15 | 18 | 21,5 | 22 | 20,5 | 17,5 | 14 | 11 |
| Température moyenne (°C) | 12,2 | 13,4 | 15,2 | 17,4 | 20,2 | 23,4 | 26,2 | 27,4 | 25,2 | 22,4 | 18,2 | 14,4 |
| Température maximale moyenne (°C) | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 | 28 | 31 | 32 | 29 | 26 | 22 | 18 |
| Précipitations (mm) | 43 | 38 | 33 | 28 | 23 | 18 | 5 | 3 | 13 | 28 | 43 | 48 |
| Humidité relative (%) | 75 | 72 | 70 | 68 | 65 | 62 | 60 | 62 | 65 | 70 | 73 | 76 |

*Figure II. 7. Représente les données annuelles d'Oran*

### II.6.2 Vent

Les vents d'Oran sont caractérisés par des vents dominants d'ouest soufflant à une vitesse moyenne de 15 km/h[, confirmés par la rose des vents de la ville. Cette direction et cette vitesse constante contribuent au climat méditerranéen de la région

### II.6.3 La pluviométrie

Selon les statistiques de l'Observatoire météorologique de l'aéroport d'El Sénia, la pluviométrie annuelle moyenne dans la région d'Oran est d'environ 406 millimètres. La durée totale de la tempête est en moyenne de 5 à 10 jours par an. Les précipitations d'octobre à avril de l'année suivante sont particulièrement élevées, avec les précipitations les plus élevées de décembre à janvier, approchant les 100 millimètres.

### II.6.4 Marnage et variation de niveau marin

Le marnage désigne la différence de hauteur entre le niveau de la mer à marée haute et le niveau de la mer à marée basse. En Algérie, le marnage est généralement faible, car le pays se situe sur une mer à marée micro tidales. Cependant le marnage peut varier d'un port à l'autre en fonction de la configuration géographique du site portuaire et des conditions météorologiques locales. Pour le port d'Arzew le marnage est 30 cm.

Le zéro de référence de NGA est situé à 44 cm sur la position du zéro hydrographique ZH. Les niveaux de marée varient en fonction de plusieurs facteurs, notamment la position de la lune et du soleil, la forme des côtes et la profondeur de l'eau.

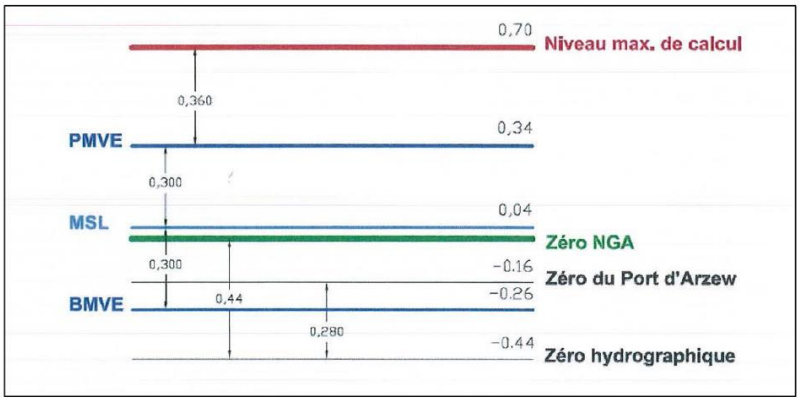



*Figure II. 8. Relation des niveaux de référence et calcul au port d'Arzew « Les niveaux indiqués à droite correspondent aux niveaux relatifs au NGA »*

- NGA : nivellement général algérien ;
- PMVE : pleine mer de vive eau ;
- MSL : moyenne des pleines mers ;
- BMVE : basse mer de vive eau.
- ZH : niveau le plus bas de la mer
- HSL : moyenne de toutes les hauteurs d'eau observées sur une longue période

### II.6.5 La Houle au Large

- En hiver, les houles dominantes proviennent respectivement des secteurs Sud-Ouest (25%), Ouest (20%) et Nord-Est (18%).
- En été, les houles dominantes proviennent des zones Nord-Est (30%), de l'Est (16%), du Sud-Ouest (15%) et de l'Ouest (11%).

## II.7. DESCRIPTION DU PROJET

Le môle 5 en cours de réalisation est un mégaprojet économiquement stratégique et techniquement très intéressent pour les travaux maritimes. La zone du projet se situe à l'intérieur du port d'Arzew, avec un linéaire de quai totalisant 1460m. Elle s'étend sur une surface de 50 hectares de terre-plein. Le bassin offre des profondeurs de tirant d'eau allant de -9.00m à -14.00m NGA. Le projet se compose de 02 zones : une dédié au môle commercial n°5 et l'autre pour le chantier naval d'Arzew CNA.

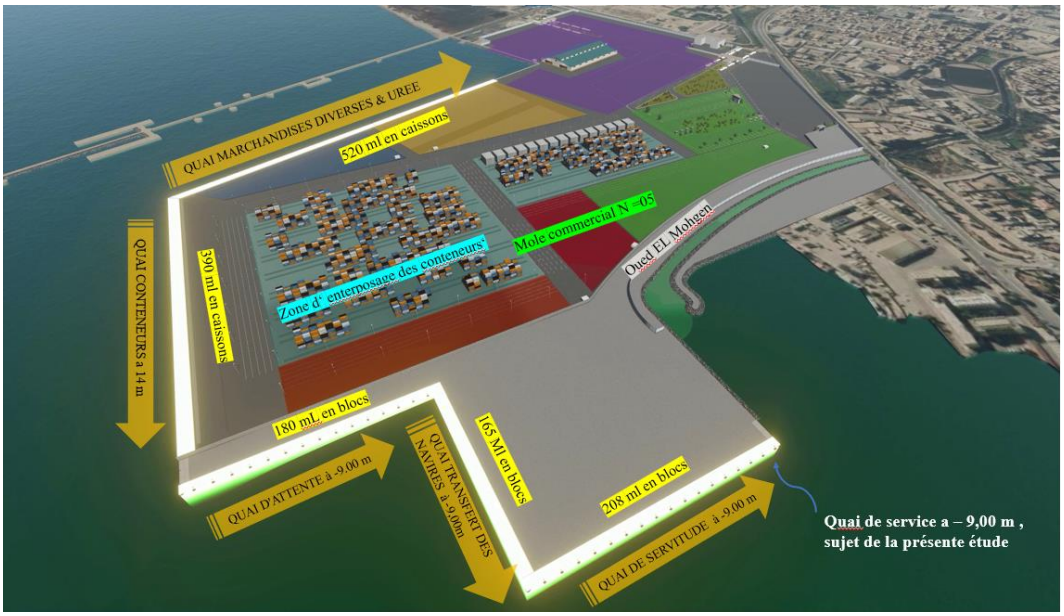



*Figure II. 9.Plan d'aménagement et répartition des quais du Môle commercial N°05*

- Le terrassement et le remblaiement de la plate-forme du terre-plein.
- Travaux de démolitions de la jetée méthane.

### II.7.1. Présentation de la zone d'étude

➢ **03 postes à quai :**

- Un poste à quai d'attente à-9,00 m d'un linéaire de 180 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres avec un retour de fermeture de 30mètres (avec caissons de coin à -9,00 m).
- Un poste à quai de transfert des navires à -9,00 m d'un linéaire de 165 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres.
- Un poste à quai de service (quai de servitude) à -9.00 m d'un linéaire de 205 ml en blocs préfabriqués en béton en forme de "l" empilés les uns sur les autres avec un retour de fermeture de 25 mètres (avec des caissons de coin). Ce quai est le sujet de notre étude.
- Pose des équipements des quais (bollards, défenses d'accostages, échelles de sécurité).
- Dragage des bassins.

## II.8 CONCLUSION

L'analyse des différentes données du projet, préalablement collectées et présentées dans les sections précédentes, constitue une étape essentielle pour définir les orientations générales de l'étude. Elle permet ainsi de dégager et d'examiner les différentes variantes d'aménagement envisageables dans le cadre de la conception et de l'étude d'un quai au port d'Arzew.

`

# *CHAPITRE III➡INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES*

# III.1. INTRODUCTION

L'analyse de la stabilité d'un mur de quai constitue une étape cruciale dans la conception et la validation des ouvrages portuaires. Ces structures sont en effet soumises à des sollicitations complexes et variées, telles que les charges permanentes (poids propre), les surcharges d'exploitation, la poussée des terres, la pression hydrostatique, ainsi que, dans certains cas, les actions sismiques. Une évaluation rigoureuse de la stabilité est indispensable pour garantir la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité de l'infrastructure, tout en minimisant les risques de déformations excessives ou de rupture structurelle.

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage durant toutes les phases de réalisation et d'exploitation, une étude du comportement géotechnique des sols a été réalisée, suivie de calculs effectués conformément aux normes.

# III .2 CONTEXTE GÉOLOGIQUE

En se référant de la carte géologique d'Arzew (feuille n°127 à l'échelle 1/50.000 -ème) et D'après les sondages pressiométriques réalisés sur site, le terrain objet de cette étude est Caractérisé à la base par un dépôt marneux indurée et compacte, parfois à quelques passées cinéritiques (Métamorphisme), attribué au Miocène supérieur, surmontés par une formation Sableuses et des dépôts alluvionnaires récents (présence des galets hétérométriques) d'âge Quaternaire par endroits notamment aux abords de « Oued El Mohgoun ».

Cette série stratigraphique par un faciès appartenant au complexe secondaire, représenté par Des schistes jaunâtres, alternés de passées de calcschistes durs.

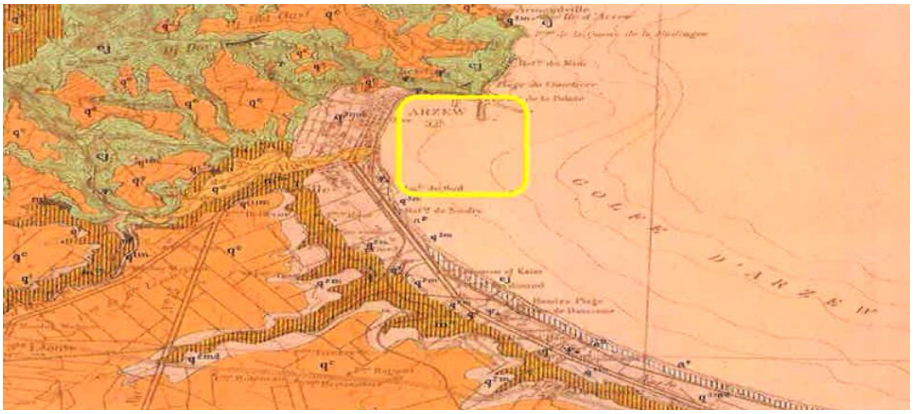


*Figure III. 1.Situation de la zone d'Etude (Extrait de la carte géologique d'Arzew feuille n°127)*

# III .3. CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

Les travaux d'investigation géotechnique réalisés au niveau de la zone d'étude du quai comprennent l'ensemble des reconnaissances et des essais effectués in situ et en laboratoire, visant à caractériser les propriétés physiques et mécaniques des sols marins et des remblais, à

évaluer leur comportement sous l'effet des charges statiques et dynamiques, ainsi que des actions hydrauliques et maritimes, afin d'assurer la stabilité, la portance et la durabilité de l'ouvrage projeté.

Dans le cadre des travaux de réalisation du quai N°01 au niveau du mole commercial N°05 au port d'Arzew et à la demande de l'Entreprise « COSIDER », conformément au contrat du 14/03/2023 portant les travaux de la campagne géotechnique du projet M46, le L.T.P.O, Unité d'Oran a mené une campagne de reconnaissance géotechnique au niveau du port d'Arzew.

### III.3.1 Campagne géotechnique en mer

- Seize (16) sondages pressiométriques, notés : SP.16, SP.17, SP.18, SP.19, SP.20, SP.21, SP.22, SP.23, SP.24, SP.25, SP.26, SP.27, SP.28, SP.29, SP.37 et SP.38 poussés jusqu'à 35.0m d'environ de profondeur en dépassant le niveau d'eau de mer à partir d'une moyenne de 10.0m dans les lesquels il a été réalisé des essais pressiométriques, à raison d'un essai tous les 1.5m à partir du fond de mer jusqu'à la fin des sondages et cela quales formations en place le permettaient, avec prélèvements d'échantillons remaniés et intacts pour des essais en laboratoire.




*Figure III. 2.Plan d'implantation des sondages pressiométriques.*

## III.4 SYNTHESE DES RESULTATS DE LA CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

### III.4.1 Lithologie de forage

Les sondages réalisés (SP16, SP17, SP18, SP19, SP28, SP29, SP37 et SP38) montrent une stratigraphie relativement homogène en milieu marin. En surface, une tranche d'eau de mer d'épaisseur comprise entre 6 m et 10 m est observée. Elle est suivie par des niveaux discontinus de sables fins ou de matériaux détritiques composés de fragments de calcschistes et de grès.

Ces formations reposent sur des schistes jaunâtres avec des intercalations de calcschistes. En profondeur, le substratum est constitué de marnes grisâtres à verdâtres, compactes et indurées, localement schisteuses et alternées de passées cinéritiques ou sableuses.

Les photos de caisse ci-après montre la stratigraphie mise en évidence par le sondage carotté

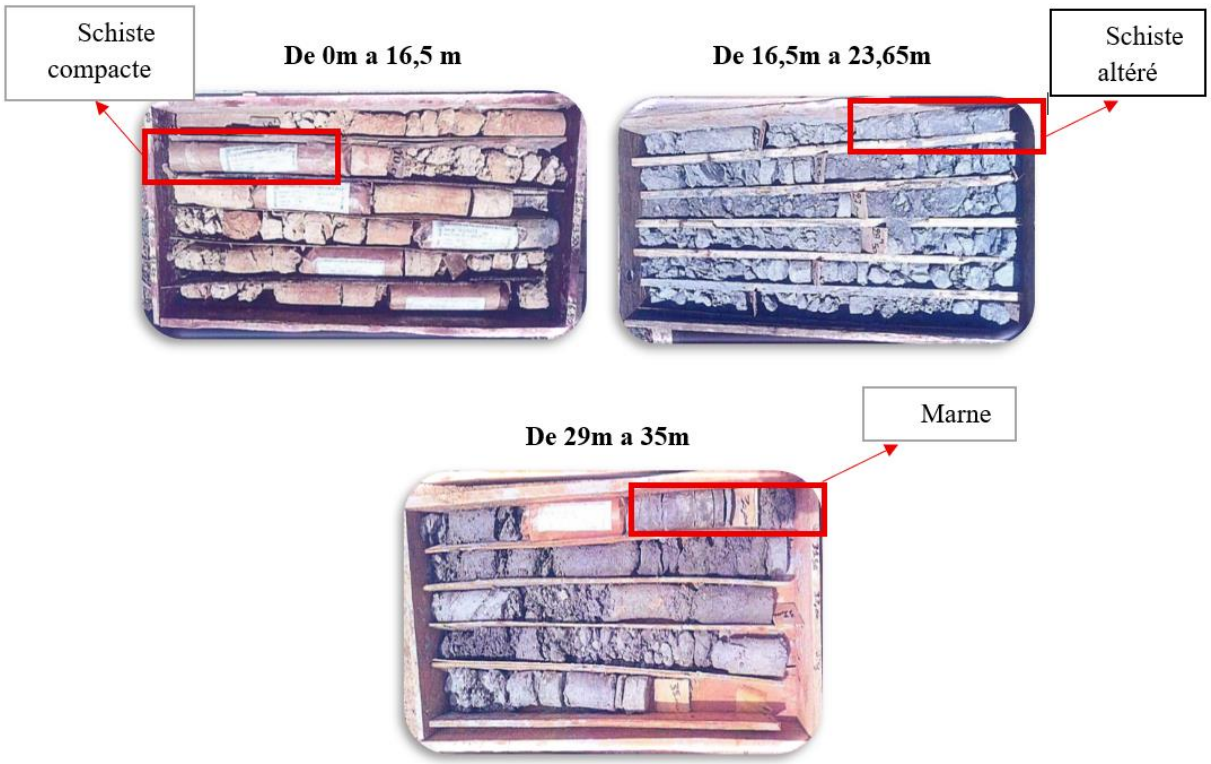



*Figure III. 3. Caisse du sondage SC23*

Les emplacements des investigations in situ, et le nombre de sondages sont indiqués dans la figure de l'implantation ci-après.

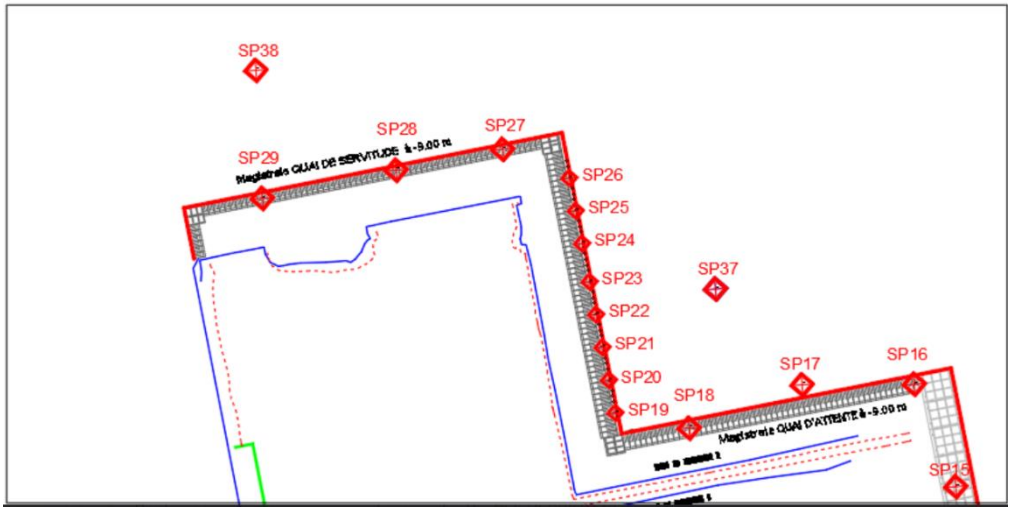



*Figure III. 4.*Plan d'*implantation des sondages pressiométrique*

Coordonnées des points de reconnaissance géotechnique SP27 SP28 SP 29 :

*Tableau III. 1 coordonnées des points de reconnaissance géotechnique*

| Point | X | Y | Profondeur |
|---|---|---|---|
| **SP/SC 27** | 743446,25 | 3971235,43 | 35 |
| **SP/SC 28** | 743388,73 | 3971225,2 | 35 |
| **SP/SC 29** | 743316,57 | 3971210,05 | 35 |

## III.5. ESSAIS IN-SITU

### III.5.1 Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique Ménard effectué selon la norme (NF P 94-110-1), consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

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

Pour chacun de ces essais, nous indiquons le module pressiométrique (E), la pression limite (Pl).

Dans le cadre de notre projet, nous avons sélectionné trois points de sondage distincts afin de mener notre étude

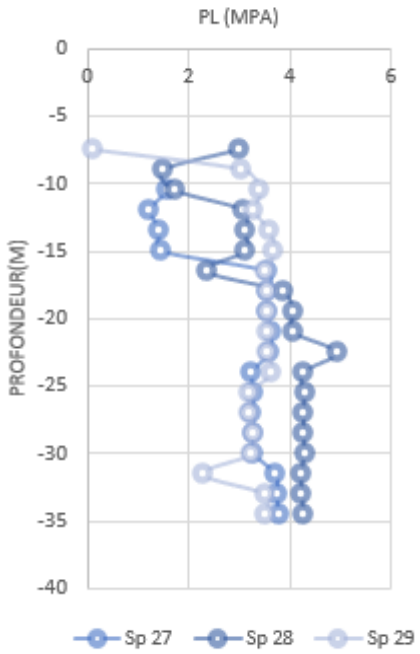
*Tableau III. 2. Résultats pressiomètres en mer (SP27, SP28, SP29)*

| | SP28 | |
|---|---|---|
| Prof (m) | E (Bars) | PL (Bars) |
| 7,5 | 100,9 | 3 |
| 9 | 15,1 | 1,5 |
| 10,5 | 12 | 1,72 |
| 12 | 182,5 | 3,1 |
| 13,5 | 134,4 | 3,11 |
| 15 | 154,9 | 3,13 |
| 16,5 | 76,2 | 2,36 |
| 18 | 212,6 | 3,86 |
| 19,5 | 182,3 | 4,07 |
| 21 | 233 | 4,08 |
| 22,5 | 64 | 4,93 |
| 24 | 163,5 | 4,27 |
| 25,5 | 175,2 | 4,3 |
| 27 | 352,5 | 4,28 |
| 28,5 | 191,6 | 4,28 |
| 30 | 372,5 | 4,3 |
| 31,5 | 253,3 | 4,23 |
| 33 | 339,4 | 4,25 |
| 34,5 | 253,1 | 4,28 |

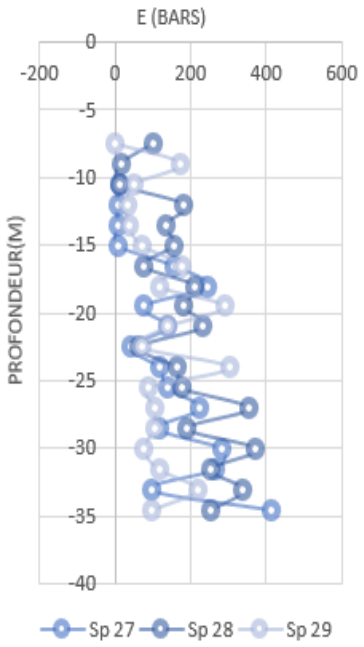
| | sp 27 | |
|---|---|---|
| Prof m | E (Bars) | Pl (Bars) |
| 10,5 | 14,1 | 1,49 |
| 12 | 7,8 | 1,13 |
| 13,5 | 8,9 | 1,31 |
| 15 | 7,9 | 1,32 |
| 16,5 | 155,9 | 3,39 |
| 18 | 243,1 | 3,41 |
| 19,5 | 75,9 | 3,38 |
| 21 | 140 | 3,44 |
| 22,5 | 43,5 | 3,38 |
| 24 | 116,9 | 3,05 |
| 25,5 | 138,6 | 3,05 |
| 27 | 225,4 | 3,01 |
| 28,5 | 115,9 | 3,03 |
| 30 | 282,8 | 3,02 |
| 31,5 | 264,4 | 3,43 |
| 33 | 95,8 | 3,45 |
| 34,5 | 411,7 | 3,47 |

| | sp 29 | |
|---|---|---|
| Prof m | E (Bars) | Pl (Bars) |
| 7,5 | 0,3 | 0,13 |
| 9 | 174,7 | 3,06 |
| 10,5 | 50,3 | 3,41 |
| 12 | 31,4 | 3,29 |
| 13,5 | 36,4 | 3,58 |
| 15 | 70,5 | 3,69 |
| 16,5 | 175,8 | 3,51 |
| 18 | 116,9 | 3,56 |
| 19,5 | 290,2 | 3,56 |
| 21 | 140,3 | 3,57 |
| 22,5 | 71,5 | 3,55 |
| 24 | 302,2 | 3,64 |
| 25,5 | 88,7 | 3,2 |
| 27 | 105,5 | 3,22 |
| 28,5 | 105,1 | 3,27 |
| 30 | 77,6 | 3,25 |
| 31,5 | 116,5 | 2,28 |
| 33 | 218 | 3,5 |
| 34,5 | 98,8 | 3,5 |

Variation de la pression limite en fonction de la profondeur en Mer




Variation de Module Presiometrique en fonction de la profondeur en Mer




- **Horizon supérieur (de -7 m à -16 m) :** Cette couche présente des caractéristiques mécaniques faibles et hétérogènes, avec des valeurs de $P_L$ généralement inférieures à 1,5 MPa et un module $E$ instable ne dépassant pas 150 MPa. Cela traduit la présence de sédiments marins meubles ou de sols de faible compacité.

- **Horizon inférieur (au-delà de -16 m jusqu'à -35 m) :** On observe une nette amélioration des propriétés mécaniques du sol. La pression limite se stabilise et augmente pour atteindre des valeurs comprises entre 3,5 MPa $et$ 5 MPa, tandis que le module $E$ montre une tendance à la hausse avec des pointes dépassant 300 MPa à 400 MPa (notamment pour SP 27 et SP 28).

### III.5.2 Sondages carottés

Résultats de la reconnaissance par sondages carottés La lecture des coupes lithologiques des trois (03) sondages carottés réalisés dans le cadre de la présente étude montre la lithologie suivante :

**Sondage SC.27 :**

- 0.00 m à 9.00 m : Eau de mer ;
- 9.00 m à 14,50m : Schistes jaunâtres altérés de passées de calcschiste ;
- 14,5m a 17,30m : schiste compacte
- 17,30 m à 34.00m : Marnes schisteuse grisâtre indurée et compacte altérée de passées sableuses par endroits.

**Sondage SC.28 :**

- 0.00 m à 9.00 m : Eau de mer ;
- 9.00 m à 14.50m : Schistes jaunâtres altérés de passées de calcschiste ;
- 14,5m a 18m : schiste compacte
- 18 m à 35.00m : Marnes schisteuse grisâtre indurée et compacte altérée de passées sableuses par endroits.

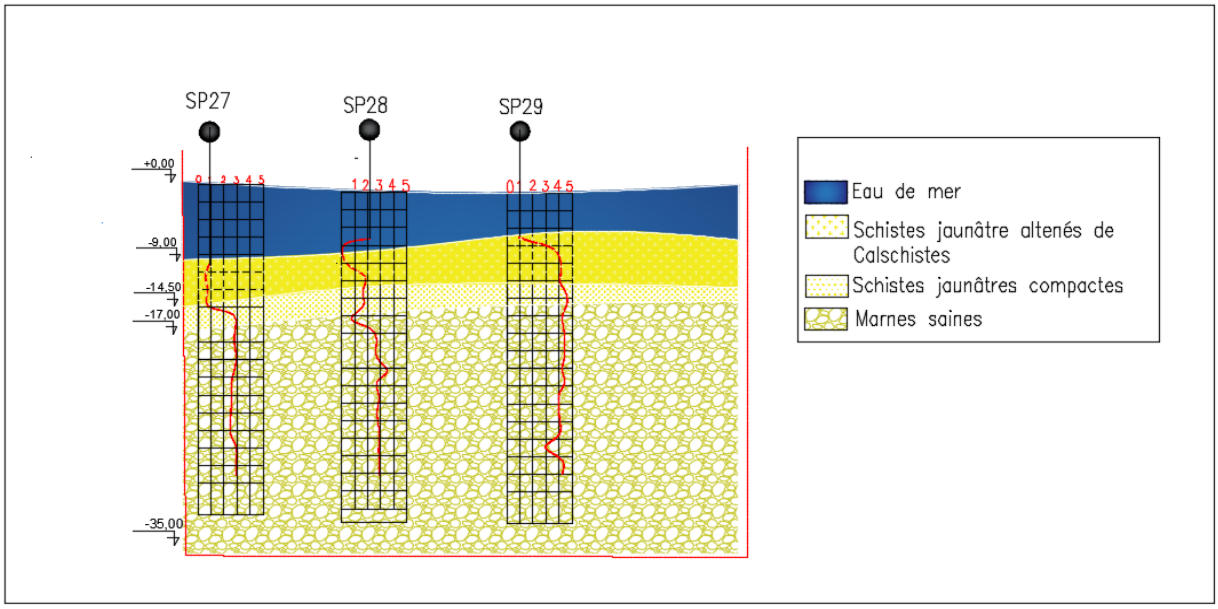
**Sondage SC.29 :**

- 0.00 m à 9.00 m : Eau de mer ;
- 9.00 m à 13.40m : Schistes jaunâtres altérés de passées de calcschiste ;
- 13,4m a 17m : schiste compacte
- 17m à 35.00m : Marnes schisteuse grisâtre indurée et compacte altérée de passées sableuses par endroits.

Pour les (03) sondages carottés réalises le bitume du quai retrouve contient les couches suivantes :

- Schiste jaunâtre altérée
- Schiste compacte
- Marne schisteuse

Voici la coupe lithologie de sol (PL en fonction de profondeur)




## III.6. ESSAIS EN LABORATOIRES

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

*Tableau III. 3listes des essais leurs normes*

| **Les essais physiques (identification)** | |
|---|---|
| **Essais** | **Normes** |
| Teneur en eau naturelle W | NF P94-050 |
| Masse volumique des sols fins | NF P 94-054 |
| Limites d'Atterberg | NF P 94-053 |
| Analyse granulométrique (tamisage à sec) | NF P 94-051 OU NF P 94-052-1 |
| Analyse granulométrique (par sedimentometrie) | NF P 94-057 |
| **Les essais mécaniques** | |
| **Essais** | **Normes** |
| Compressibilité a l'odomètre | NF P 94-093 |
| Cisaillement a la boite de cassagnarde | NF P 94-071-1 |

| | |
|---|---|
| Resistance a la compression simple | NF P 94-077 |
| **Les essais chimiques** | |
| **Essais** | **Normes** |
| Analyse chimique complète du sol | (NA 16002-2016) |

### III.6.1 Essais mécaniques et physiques

Les résultats des essais mécaniques sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau III. 4 Essai d'identification mécanique.*

| | | | **PROPTIETES OEDOMETRIQUES** | | | **Cisaillement a la boite CD** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Sondages** | **Profondeur** | **Sol** | **Pc (kPa)** | **Cc** | **Cg** | **C (kPa)** | **Φ (°)** | **Rc (bars)** |
| **SC 27** | 9,5-9,90 | Schiste/ Calschiste | 309 | 0,109 | 0,012 | - | - | - |
| | 17,30-35 | Marne | - | - | - | 390 | 25,96 | - |
| **SC 28** | 9-16,50 | Schiste/ Calschiste | - | - | - | - | - | 9758 |
| | 16,50-35 | Marne | - | | - | - | - | - |
| **SC 29** | 8,40-8,80 | Schiste/ Calschiste | 152 | 0,143 | 0,039 | - | - | - |
| | 16,35-35 | Marne | 158 | 0,138 | 0,036 | 234 | 25,01 | - |

. Les résultats des essais physiques sont rapportés dans les tableaux suivants :

*Tableau III. 5Essai d'identification physique.*

| Sondages | Profondeur | Sol | $\lambda_d \left(\frac{kN}{m^3}\right)$ | % Particu $< 80\ \mu m$ | $W$ % | $Ip$ % | $WL$ % | $WP$ % | $Sr$ % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SC 27** | 9,00-17,30 | Schiste/ Calschiste | 16,5 | 46 | 22,8 | 10 | 40 | 30 | 100 |
| | 17,30-35 | Marne | 18,6 | 71 | 17,1 | 9 | 33 | 24 | 100 |
| **SC 28** | 9,00-16,30 | Schiste/ Calschiste | - | - | - | - | - | - | 100 |
| | 16,50-35 | Marne | - | 70 | - | 9 | 32 | 23 | 100 |
| **SC 29** | 9,00-17,30 | Schiste/ Calschiste | 18,3 | 67 | 18,46 | 14 | 43 | 29 | 100 |
| | 16,35-35 | Marne | 17,9 | 71 | 18,55 | 15 | 37 | 22 | 100 |

Les schistes jaunâtres et les marnes présentent une plasticité moyenne et une forte teneur en fines, avec un état généralement saturé. Leur comportement géotechnique varie de sous-consolidé à sur consolidé, avec une compressibilité moyenne et parfois un léger gonflement. Ce sont des matériaux globalement peu à moyennement cohérents, à comportement plutôt frottant et offrant une résistance à la compression relativement élevée.

### III.6.2. Analyse chimique des sols

Les résultats des essais mécaniques sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau III. 6 Analyse chimique des sols*

| Propriétés chimiques | | |
|---|---|---|
| **Sondage** | Profondeur | CaCO3 (%) |
| SC 27 | 9,00-17,30 | 21 |
| | 17,30-35,00 | 19 |
| **SC 28** | 9,00-16,50 | - |
| | 16,50-35,00 | 5 |
| **Sc 29** | 6,65-16,35 | 11 |
| | 16,35-35,00 | - |

### III.6.3 Paramètres caractéristiques des sols

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

*Tableau III. 7 Synthèse des paramètres géotechniques des sols*

| | **Schiste altéré** | **Schiste compacte** | **Marne** |
|---|---|---|---|
| $\gamma_h$ (kN/m³) | 21 | 26 | 22 |
| $\varphi'$ (° | 29 | 28 | 25 |
| $c$ (kPa) | 189 | 189 | 145 |
| $c_u$ (kPa) | - | - | - |
| $Pl^*_{moy}$ (bar) | 1300 | 3000 | 4500 |
| $E_{moy}$ (bar) | 4000 | 10000 | 25000 |
| $E_{moy}$ (bar) | 1/2 | 1/2 | 1/2 |

## III.7. Conclusion

Cette campagne géotechnique réalisée dans le cadre de notre projet au niveau du port d'Arzew a permis de caractériser la nature géologique du site ainsi que de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des sols rencontrés en place.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence des caractéristiques géotechniques globalement faibles à moyennes, voire bonnes selon les zones étudiées, en se basant sur les

Essais in situ (notamment les essais pressiométriques) ainsi que sur les essais réalisés au laboratoire.

# *CHAPITRE IV➡PRESENTATION DES VARIANTES ET ANALYSE MULTICTRITERE*

## IV.1. INTRODUCTION

Préalablement à tout choix définitif, deux variantes de conception ont été proposées afin de répondre aux exigences du projet. Le présent chapitre a pour objet de présenter et de décrire chacune d'elles à travers ses principes structurels, ses caractéristiques géométriques et les matériaux qui la composent, constituant ainsi le fondement de l'analyse comparative développée.

## IV.2. PARAMETRES DE CHOIX D'UN TYPE DE QUAI

La conception des ouvrages maritimes repose sur plusieurs paramètres fondamentaux qui influencent directement le choix du type de structure et son dimensionnement.

- **La géotechnique :**
  - Les caractéristiques du sol (portance, compressibilité, cohésion, angle de frottement, nappe) sont déterminantes pour la conception des fondations.
  - Sols résistants et peu compressibles → possibilité d'utiliser des fondations superficielles.
  - Sols faibles, mous ou hétérogènes → nécessité de recourir à des fondations profondes ou à l'amélioration du sol pour assurer la stabilité et limiter les tassements.

- **Les efforts sollicitant**
  - L'ouvrage est soumis à plusieurs actions mécaniques, liées notamment à la hauteur du quai et au tirant d'eau des navires.
  - Les principales sollicitations comprennent : la poussée des terres, les pressions hydrostatiques, les efforts hydrodynamiques (vagues, courants), les efforts d'accostage et les surcharges d'exploitation.
  - Ces actions doivent être combinées afin de vérifier la stabilité globale et assurer un dimensionnement sécurisé de l'ouvrage

- **L'agitation dans le bassin :**
  - Le niveau d'agitation dans le bassin portuaire, surtout près de l'entrée du port, est un critère important car une agitation élevée peut perturber l'accostage et les opérations de manutention.
  - Les ouvrages portuaires doivent donc être conçus pour atténuer la houle résiduelle et réduire le coefficient d'agitation afin d'assurer des conditions d'exploitation sûres.
- **La sécurité de l'ouvrage**
  - La conception doit prévoir des marges de sécurité pour résister aux situations accidentelles, notamment les chocs de navires lors de l'accostage.
  - La prise en compte des efforts d'impact, l'installation de dispositifs de protection,
  - La vérification de la stabilité et de la résistance en conditions extrêmes.

➢ **La durée de vie de l'ouvrage :**

- En milieu maritime, la durabilité dépend de l'agressivité de l'environnement (eau salée, humidité, actions répétées).
- Le choix des matériaux et les protections anticorrosion.
- Une bonne conception permet de prolonger la durée de vie et réduire l'entretien

# IV.3. PRESENTATION DES VARIANTES

## IV.3.1. Variante 1

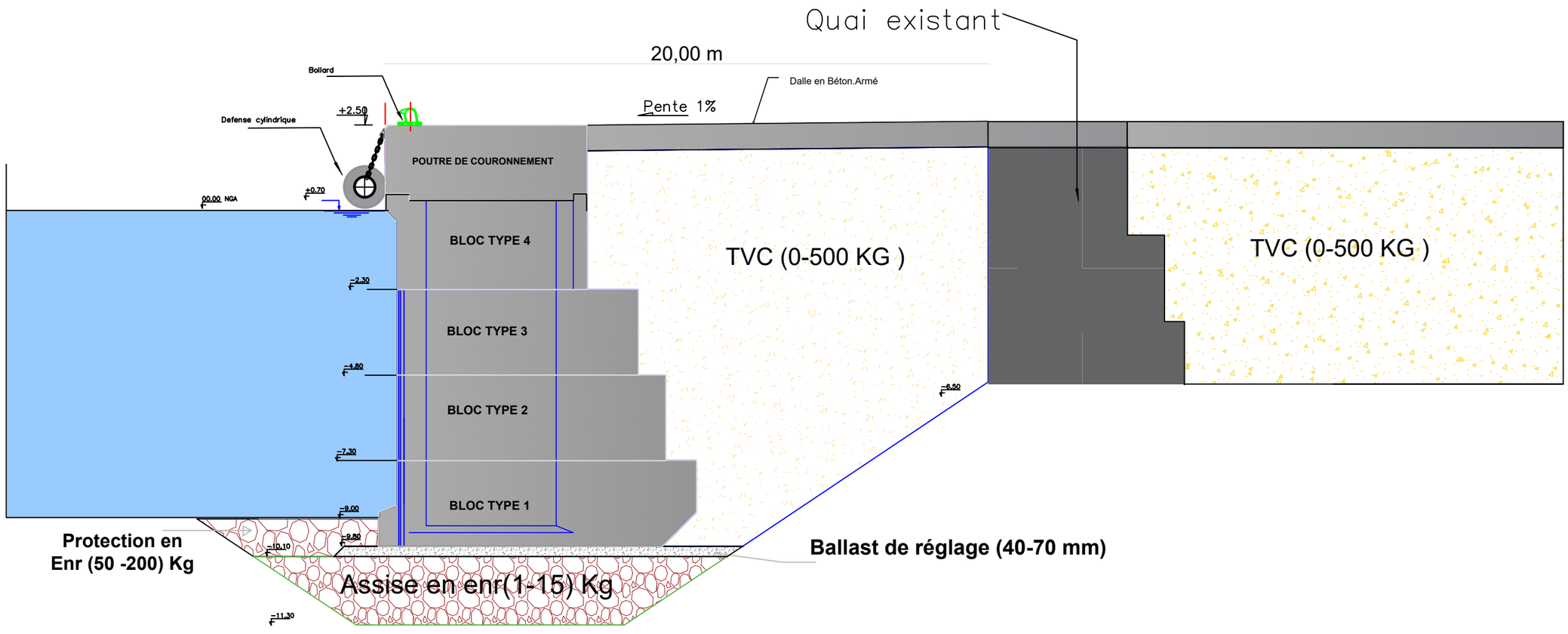
### IV.3.1.1. Description générale

Le quai en blocs est une technique éprouvée, adaptée aux hauteurs de soutènement modérées (< 15 m), aux sols d'assise de bonne qualité et aux sites à faible marnage.

La première variante est un quai en blocs préfabriqués en béton de section en « I », d'une hauteur totale de 9,80 m pour un tirant d'eau de 9,00 m, sur un linéaire de 208 ml. Les blocs sont superposés sur une couche d'assise en tout-venant (1–15 kg) de 1,20 m d'épaisseur, réglée par une couche de ballast (40–70 mm) de 30 cm. Les évidements intérieurs sont remplis d'enrochements (1-15 Kg) et le pied de quai est protégé par des enrochements (50–200 kg).

En partie supérieure, une poutre de couronnement en béton armé corrige les irrégularités de pose et supporte les équipements d'exploitation : bollards, défenses cylindrique, anneaux d'amarrage et échelles de sécurité. La cote d'arase est fixée à +2,50 m NGA, la fondation à -9,00 m, et le bassin est dragué à cette même profondeur avec une souille de sécurité à -11,30 m.

# Quai en Blocs
# – Coupe Transversale –
# Ech: 1/100





ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger**
**Fax** : ( 023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
**Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| Conception et étude du quai commercial N° 01 au port D'Arzew -Wilaya D'Oran | -BENLAZREGUE AYAT<br>-ARAB SAOUSSENE | -Mr LAKHDARI<br>BOUDJEMAA | 1/100 | N°1 | 2025 / 2026 |

### IV.3.1.2. Caractéristiques géométriques des blocs préfabriqués et du couronnement

Les dimensions des blocs du quai et le couronnement sont montrés dans le tableau suivant :

*Tableau IV. 1. Récapitulatif des dimensions des blocs et du couronnement*

| Géométrie des blocs | Dimensions (B x H x L) en mètre |
|---|---|
| **BLOC TYPE 1** | 9,30 x 2,50 x 3,00 |
| **BLOC TYPE 2** | 7,90 x 2,50 x 3,00 |
| **BLOC TYPE 3** | 7,10 x 2,50 x 3,00 |
| **BLOC TYPE 4** | 5,60 x 2,60 x 3,00 |
| **COURONNEMENT** | 5,90 x 2,20 x 3,00 |

### IV.3.1.3. Devis quantitatif et estimatif

*Tableau IV. 2. Coût de réalisation de quai en blocs*

| Désignation | Unité | Volume Total | Prix unitaire (DA) | Prix/ml (DA) |
|---|---|---|---|---|
| Fourniture, le transport et la mise en place de tout-venant de carrière (0-500Kg) pour l'épaulement derrière le quai y compris toutes sujétions de bonne mise en place | **T** | **34000** | **1700** | **57 800 000,00** |
| Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1-15kg) pour l'assise des blocs de quai. | **T** | **14000** | **3200** | **44 800 000,00** |
| Fourniture, le transport et la mise en place du ballast (20 – 40 mm) y compris toutes sujétions de bonne exécution | **T** | **3050** | **3750** | **11 437 500,00** |
| Réglage du ballast (20 – 40 mm) y compris tous sujétions de bonne exécution | $M^2$ | **4950** | **5000** | **24 750 000,00** |
| Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements (50 – 200 kg) | | | | **13 440 000,00** |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| pour la protection du pied de quai de bonne mise en place | **T** | **4200** | **3200** | |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 1, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | **6150** | **27000** | **166 050 000,00** |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 2, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | **4550** | **27000** | **122 850 000,00** |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 3, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | **3850** | **27000** | **103 950 000,00** |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 4, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | **2550** | **27000** | **68 850 000,00** |
| Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements de carrière (1 - 15 kg) dans les évidements des blocs. | **T** | **23500** | **2800** | **65 800 000,00** |
| Fourniture, le transport et la mise en place de sacs de jute de remplis de mortier (sable, ciment dosé à 400kg) dans les joints entre blocs | $M^3$ | **75** | **50000** | **3 750 000,00** |
| Fourniture et la mise en œuvre du béton type 3 pour la poutre de couronnement y compris toutes sujétions de coffrage | $M^3$ | **2250** | **23500** | **52 875 000,00** |
| Fourniture et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour la poutre de couronnement et de bonne exécution | **T** | **540** | **220000** | **118 800 000,00** |

- Le coût total de réalisation du quai en blocs s'élève à **856 152 500,00 DA**.

### IV.3.1.4. Analyse des avantages et des inconvénients du quai en blocs

#### IV.3.1.4.1. Avantages

Le quai en blocs présente plusieurs avantages techniques et économiques qui expliquent son utilisation fréquente dans les ouvrages portuaires :

- **Facilité et rapidité d'exécution**

La préfabrication des blocs à terre permet de réduire l'influence des conditions météorologiques et des marées. Les travaux en mer sont limités au dragage et à la pose des blocs, sans bétonnage sous l'eau. Cette organisation améliore la qualité du béton et permet une exécution rapide des travaux.

- **Bonne stabilité globale**

Grâce à leur poids important, les blocs assurent une excellente résistance aux efforts horizontaux (poussée des terres, actions hydrodynamiques), ce qui garantit la stabilité de l'ouvrage.

- **Adaptation aux sols de portance moyenne**

Ce type de quai peut être réalisé sur des sols ayant une portance moyenne, avec une préparation adéquate de la couche d'assise (enrochements, couche de forme).

- **Durabilité élevée**

Les blocs en béton massif présentent une bonne résistance aux agressions marines (eau salée, corrosion), ce qui assure une longue durée de vie avec un entretien limité.

- **Coût relativement économique**

Comparé à d'autres solutions (quais sur pieux ou caissons), le quai en blocs peut être plus économique, notamment lorsque les matériaux sont disponibles localement.

- **Facilité d'entretien et de réparation**

En cas de dégradation, les blocs peuvent être remplacés individuellement, ce qui simplifie les opérations de maintenance

#### IV. 3.1.4.2. Inconvénients

- **Sensibilité aux tassements différentiels**

  Un sol de fondation hétérogène peut provoquer des désordres dans l'alignement des blocs.

- **Poids élevé des éléments**

  Nécessite des engins de levage importants et une logistique lourde.

- **Temps de préparation du site important**

Notamment pour le dragage et la réalisation de la couche d'assise.

- **Risque de discontinuité structurelle**

  Les joints entre blocs peuvent devenir des zones de faiblesse.

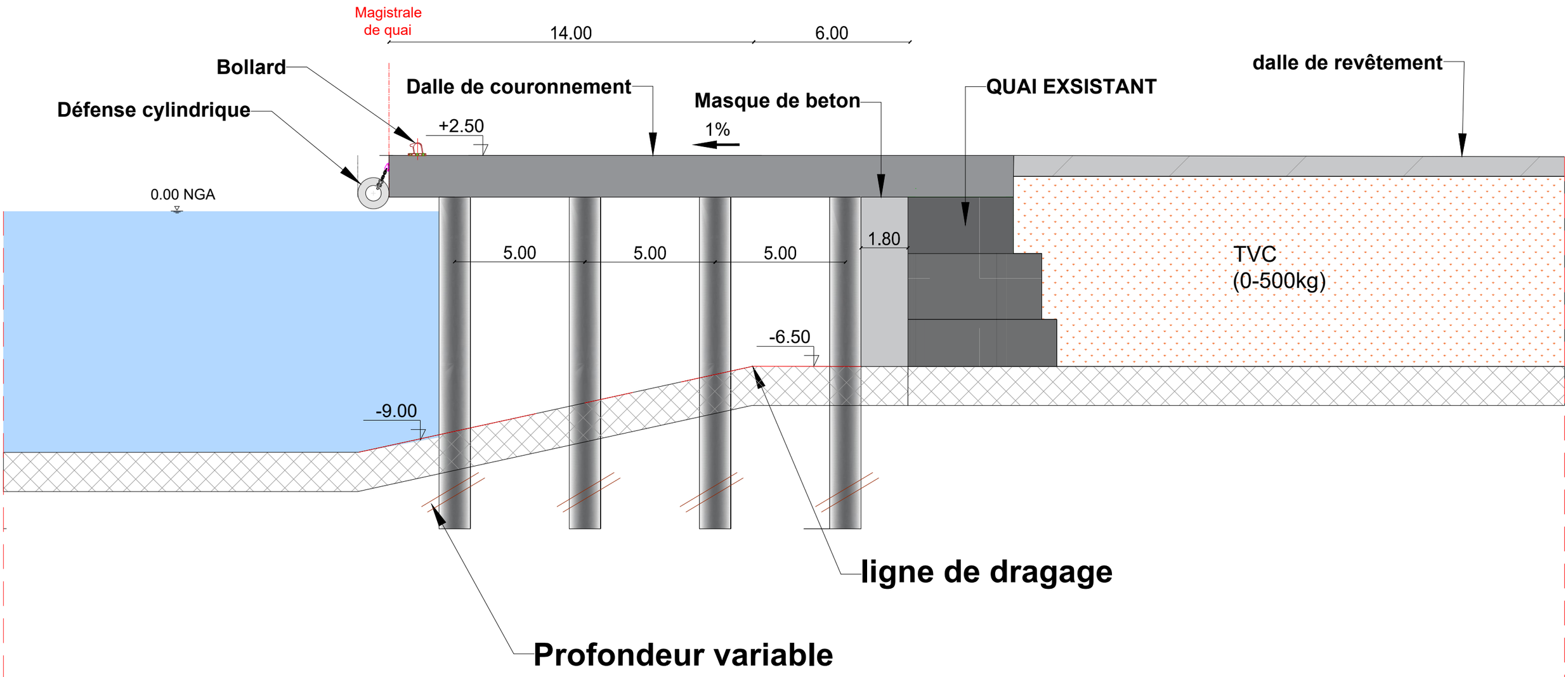
### IV.3.2. Variante 2

#### IV.3.2.1. Description générale

La deuxième variante consiste en un quai sur pieux, conçu pour un tirant d'eau de 9,00 m et développé sur un linéaire de 208 ml. La structure est constituée d'une dalle de couronnement en béton armé de 14 m de largeur, reposant sur un ensemble de 4 files de pieux de hauteur variable. Les pieux, en béton armé et chemisés en acier, présentent un diamètre de 1200 mm et sont disposés avec un entraxe de 5,00 m, réduit à 2,50 m au niveau du front de quai afin de mieux reprendre les efforts d'accostage.

Le front de quai est équipé des dispositifs d'exploitation, notamment des bollards, des défenses cylindriques, des anneaux d'amarrage et des échelles de sécurité. La cote d'arase est fixée à +2,50 m NGA. En partie arrière, un masque en béton de 1,80 m de hauteur assure la stabilité du remblai et protège l'arrière-quai contre les affouillements et les dégradations.

# Quai sur pieux
# -Coupe transversale-
# Ech: 1/100

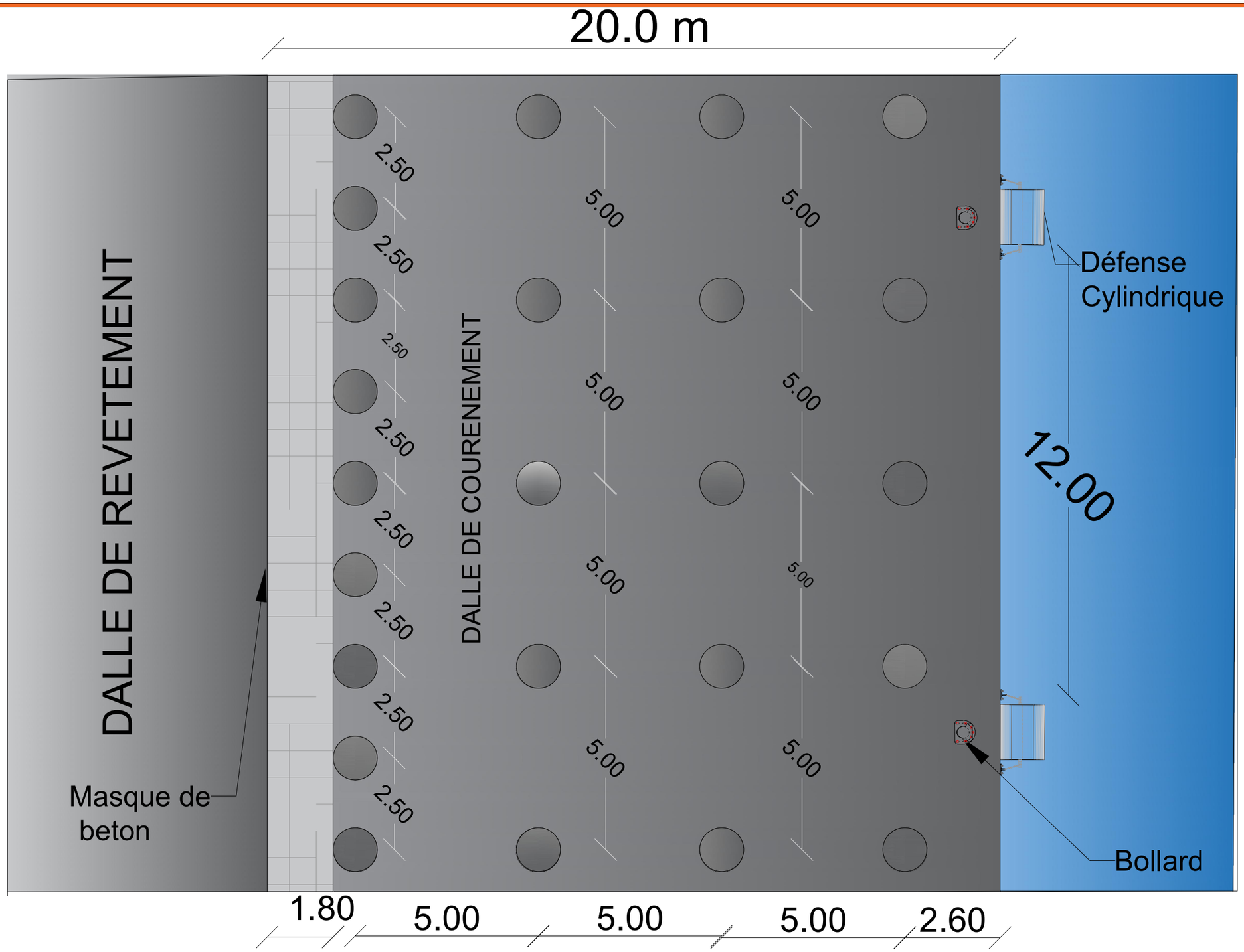




ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : ( 023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| Conception et étude du quai commercial N° 01 au port D'Arzew -Wilaya D'Oran | BENLAZRAGUE AYAT<br>ARAB SAOUSSENE | Mr LAKHDARI<br>BOUDJEMAA | 1/100 | Planche N°3 | 2025 / 2026 |




| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية<br>Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger<br>Fax : ( 023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz<br>Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz | PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
| | Conception et étude du quai commercial N° 01 au port D'Arzew -Wilaya D'Oran | -BENLAZRAGUE AYAT<br>-ARAB SAOUSSENE | -Mr LAKHDARI<br>BOUDJEMAA | 1/100 | N°4 | 2025 / 2026 |

### IV.3.2.2. Devis quantitatif et estimatif

*Tableau IV. 3 Coût de réalisation de quai sur pieux*

| Désignation | Unité | Volume Total | Prix unitaire (DA) | Prix/ml (DA) |
|---|---|---|---|---|
| Fourniture des chemises en acier pour pieux de diamètre extérieur D=1200 mm et d'épaisseur 12.7mm y compris toutes sujétions de soudure, et de bonne exécution. | **T** | 900 | 290 000 | 261000000 |
| Guidage et le battage et des chemises en acier pour pieux de diamètre extérieur D=1200 mm et d'épaisseur 12.7mm et le forage et curage des matériaux à l'intérieur y l'évacuation des produits et le transport à un endroit fixé par le maitre de l'ouvrage et sujétions de bonne exécution. | **ML** | 3360 | 630 000 | 2116800000 |
| Fourniture et la mise en place d'acier à haute adhérence de tout diamètre pour le béton type 4 des pieux y compris toutes sujétions de bonne exécution. | $M^3$ | 3800 | 220 000 | 836000000 |
| Fabrication, transport et mise en œuvre du béton pour la dalle de couronnement | $M^3$ | 2900 | 32 000 | 92800000 |
| Rejet à l'endroit fixé par le maître d'ouvrage des matériaux après battage et forage des pieux y compris toutes sujétions. | $M^3$ | 3800 | 1600 | 6080000 |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 4 pour les pieux y compris toutes sujétions de bonne exécution. | $M^3$ | 3800 | 34 000 | 129200000 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Réalisation d'un béton de masque en béton armé sur mur, y compris préparation du support, ancrages, ferraillage, coffrage, coulage, vibration, cure et toutes sujétions. | $M^3$ | 75 | 25 000 | 1875000 |

- Le coût total de réalisation du quai sur pieux s'élève à **3 443 755 000 DAIV.3.2.3.**

**IV.3.2.3Analyse des avantages et des inconvénients du quai sur pieux**

**IV.3.2.3.1. Avantages**

- **Adaptation aux sols médiocres**

La transmission des charges aux couches profondes compétentes permet de s'affranchir des mauvaises conditions de sol en surface (vases, remblais, sols compressibles).

- **Transparence hydraulique**

La structure ouverte sur pieux perturbe peu les courants, la houle et le transport sédimentaire, réduisant les risques d'envasement et d'érosion.

.

- **Adaptabilité aux variations de marée**

La hauteur libre sous tablier peut être dimensionnée pour s'adapter à des marnages importants sans recours à des ouvrages de protection supplémentaires.

- **Réduction du volume de terrassement**

Pas de remblayage massif ni de dragage important comparé à un quai en remblai, ce qui réduit l'impact sur le fond marin.

- **Durabilité structurelle**

Des pieux en acier tubaire ou en béton précontraint correctement protégés offrent une très longue durée de vie avec un entretien maîtrisé.

- **Rapidité de mise en place (pieux préfabriqués)**

L'utilisation de pieux préfabriqués battus ou forés permet de rationaliser le chantier et de réduire les délais d'exécution en mer.

**IV. 3.2.3.2. Inconvénients**

- **Complexité de la conception géotechnique**

L'étude des pieux (portance, frottement latéral, effet de groupe, soulèvement) nécessite des investigations géotechniques poussées et des modélisations complexes.

- **Sensibilité aux efforts horizontaux**

Les charges d'accostage, d'amarrage et sismiques génèrent des efforts latéraux importants, exigeant un dimensionnement rigoureux des pieux (moment de flexion, déformation en tête).

- **Coût élevé des fondations en site difficile**

Le battage ou le forage de pieux en milieu marin est onéreux (matériel spécialisé, aléas géotechniques, contraintes météorologiques).

- **Entretien subaquatique difficile**

L'inspection et la réparation des pieux sous l'eau requièrent des équipes de plongeurs ou des ROV, avec des coûts d'exploitation élevés.

- **Risques liés à l'affouillement**

L'érosion localisée autour des pieux (affouillement) peut compromettre la stabilité de l'ensemble si elle n'est pas anticipée par des protections en enrochements ou en béton.

## IV.4. ETUDE COMPARATIVE DES DEUX VARIANTES

### IV.4.1. Choix multicritère

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

- Agitation hydraulique
- Coût de construction
- Entretien des ouvrages
- Volume de dragage

#### IV.4.1.1. Matrice de décision multicritère

- **Échelle de notation :**

  4 : Très favorable
  3 : Favorable
  2 : Moyen
  1 : Défavorable

- **Pondération des critères :**

*Tableau IV. 4Matrice d'évaluation multicritère des variantes du projet*

| Critère | Niveau d'importance | Poids (%) | Justification |
|---|---|---|---|
| **Agitation hydraulique** | Très élevé | 30 % | Déterminant dans la contrainte budgétaire globale du projet |
| **Coût de construction** | Très élevé | 30 % | Influence directement la sécurité des ouvrages et les conditions d'exploitation |
| **Entretien des ouvrages** | Moyen | 20 % | Impact sur les coûts d'exploitation et de maintenance à long terme |
| **Volume de dragage** | Moyen | 20 % | Conditionne la faisabilité et les contraintes d'exploitation portuaire |

- **Matrice de notation pondérée :**

Tableau IV. 5*Matrice de décision multicritère pour le choix du type de quai*

| Critères | Poids | Quai en blocs | Score pondéré | Quai sur pieux | Score pondéré |
|---|---|---|---|---|---|
| **Agitation hydraulique** | 0.30 | 2 | 0.60 | 4 | 1.20 |
| **Coût de construction** | 0.30 | 4 | 1.20 | 2 | 0.60 |
| **Entretien des ouvrages** | 0.20 | 4 | 0.80 | 2 | 0.40 |
| **Volume de dragage** | 0.20 | 2 | 0.40 | 3 | 0.60 |
| **TOTAL** | **1.00** | | **3.00 / 4** | | **2.80 / 4** |

- **Résultats globaux :**

- Quai en blocs : 3.00 / 4 (75%)
- Quai sur pieux : 2.80 / 4 (70%)

- **Conclusion**

La matrice de décision met en évidence que les deux variantes présentent des performances globalement comparables. Néanmoins, le quai en blocs obtient un score légèrement supérieur, principalement en raison de son coût de réalisation plus faible et de sa facilité d'entretien.

Bien que le quai sur pieux offre de meilleures performances hydrauliques, notamment en matière de réduction de l'agitation et d'adaptation aux conditions maritimes, la variante en blocs est retenue comme solution finale, car elle constitue le meilleur compromis technico-économique pour le projet étudié.

## IV.5 Justification du choix de la variante

Après comparaison des deux variantes de quai, le quai à blocs apparaît comme la solution la plus pertinente pour le projet. Il est plus économique que la solution sur pieux, tout en restant bien maîtrisé en Algérie grâce à la disponibilité des moyens et de l'expérience locale. De plus, il est adapté aux conditions géotechniques du site, le sol offrant une capacité portante suffisante, ce qui simplifie la conception et l'exécution. Enfin, son entretien reste simple et limité, assurant une bonne durabilité de l'ouvrage.

# *CHAPITRE V⇨ ETUDE DE LA STBILITE EXTERNE ET INTERNE DU QUAI EN BLOCS*

# V.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre traitera le calcul de la stabilité externe du quai en blocs. L'objectif étant de vérifier la stabilité et le dimensionnement du quai à (-9,00 m), composé par 4 types de blocs, projetés pour la réalisation du quai.

# V.2.PRE DIMENSIONNEMENT DU QUAI

## V.2.1. Calcul des équipements d'accostages (Défenses et Bollards)

### V.2.1.1. Navire de projet

Il est nécessaire de connaitre 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 pour le calcul de l'énergie d'accostage et les tensions des amarres. Pour notre étude le plus grand navire susceptible de fréquenter le quai dans les conditions normales d'exploitation est un navire de 25000 DWT (Dead Weight Tonnes), dont les caractéristiques sont :

### V.2.1.2. Caractéristiques des navires du projet

Les paramètres du modèle de navire à considérer dans le cadre du présent projet sont les suivants :

*Tableau V. 1 Caractéristique du navire projet*

| Navires | Tonnage | Déplacement (m) | Longueur (m) | Largeur(m) | Tirant d'eau (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Vraquier** | 25 000 DWT | 31500 | 155 | 26 | 9,7 |

## V.2.2. Calcul des dimensions des défenses

Les défenses assurent la protection des ouvrages en dissipant l'énergie générée lors des opérations d'accostage aux postes à quai. Elles sont généralement réalisées en caoutchouc, matériau capable de résister aux agressions du milieu marin, notamment à l'eau de mer, aux hydrocarbures et au vieillissement.

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

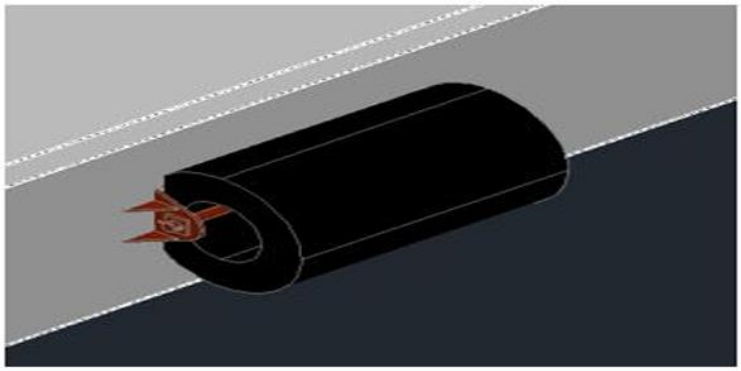


*Figure V. 1. Défense cylindrique*

### V.2.2.1. Calcul de l'énergie d'accostage

- **Paramètres pour conception**

Selon les recommandations du **PIANC (2002)**, du **BS 6349-4 (Code de pratique pour la conception des systèmes de défenses et d'amarrage)** ainsi que du **catalogue Trelleborg Marine Systems**, les paramètres nécessaires au calcul de l'énergie d'accostage sont définis comme suit :

*Tableau V. 00.1 Données de base du navire et paramètres de dimensionnement des défenses*

| **Modèle considéré (DWT)** | **Vraquier** |
|---|---|
| Vitesse d'accostage (m/s) | 0,15 |
| Angle d'accostage (º) | 6 |
| Facteur de sécurité de l'énergie d'accostage anormale | 1.75 |
| Coefficient de souplesse de coque ($C_S$) | 1 (défense souple) |
| Coefficient de configuration de quai. ($C_C$) | 1,00 |
| $\boldsymbol{L_OA}$**(m)** | 155 |
| $\boldsymbol{L_{BP}}$**(m)** | 162 |
| $\boldsymbol{F_L}$**(m)** | 3,85 |
| $\boldsymbol{D_L}$**(m)** | 10 |

➢ **Energie d'accostage normale**

La formule utilisée pour le calcul de l'énergie d'accostage absorbée par la défense selon la norme PIANC 2002 est :

$$E = \frac{1}{2} M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C$$

Où : $M_D$ : Déplacement du navire (t) ;

$V_B$ : Vitesse d'accostage (m/s);

$C_M$ : Coefficient de masse ajoutée;

$C_E$ : Coefficient d'excentricité;

$C_S$ : Coefficient de souplesse de coque;

$C_C$ : Coefficient de configuration de quai.

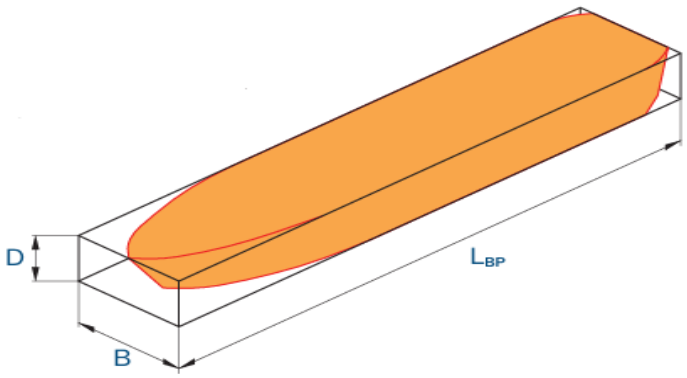
- Coefficient de masse ajoutée ($C_M$) : $\boldsymbol{C_M = 1 + 2\frac{D}{B} = 1,746}$

(Vasco Costa* (1964))

La valeur $C_M$ obtenue est comprise de 1,3 à 1,8.

- Coefficient de bloc type ($C_B$) : $\boldsymbol{C_B = \frac{M_D}{L_{(BP)} \times B \times D \times \rho_W} = 0,785}$

$M_D$ : déplacement du navire (t)




$L_{BP}$ : longueur entre perpendiculaires (m)

B : largeur du navire (maître-bau) (m)

D : tirant d'eau (m)

$\rho_W$ : masse volumique de l'eau de mer ≈ 1,025 t/m³

- Coefficient d'excentricité ($C_E$) : $\boldsymbol{C_E = \frac{K^2 + R^2 COS\emptyset^2}{K^2 + R^2}}$

Tels que :

$\alpha$ : est l'angle d'accostage du navire
K : est le rayon d'évitage, $\boldsymbol{K = (0.19 \cdot C_B + 0.11) \cdot L_{BP} = 41,98m}$
R : est la distance entre point de contact d'accostage et centre de masse de navire,

$\boldsymbol{R = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - X\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}}$ =42,53

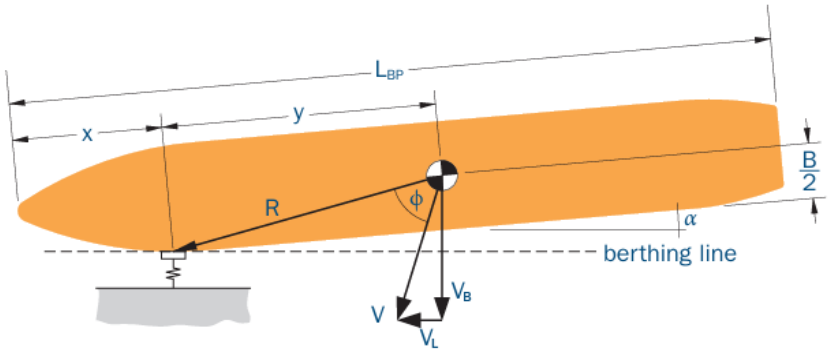
X : est la distance entre point d'impact et proue de navire, $\boldsymbol{X = \frac{L_{BP}}{4} = 40,5m}$

φ : est l'angle entre cette ligne et le vecteur de vitesse,

$\boldsymbol{\phi = 90° - \alpha - \arcsin\left(\frac{B}{2R}\right) = 66.2 \circ}$

Donc : $\boldsymbol{C_E = 0,58}$

L'énergie d'accostage normale : **E= 303,18 KN.m**




➢ **Energie d'accostage anormale :**
L'énergie d'accostage anormale absorbée par la défense est donnée par :

$$\boldsymbol{E_A = F_s \times E}$$

$$\boldsymbol{E_A = 1,75 \times 303,18 = 530,56\ KN.m}$$

$\boldsymbol{R_B}$: Rayon d'étrave du navire (rayon de courbure de la forme avant du navire),

$\boldsymbol{R_B \approx \frac{1}{2}\left[\frac{L_{OA}^2}{8B} + \frac{B}{2}\right]}$= 64,25 m

P : espacement des défenses, $\boldsymbol{P \leq \sqrt{2R_B^2 - (R_B - h + C)^2}}$

Où :

P : projection de la défense

h : compression de la défense au point de contact

C : clairance entre le navire et le quai

**V2.2.2 Choix de la défense**

➢ **Energie d'accostage nominale absorbée par la défense**

$$E_{cv} \geq \frac{E_A}{TCF_E}$$

Avec : $TCF_E = 0,876$
$E_{cv} = 605,66\ KN.m$

*Tableau V. 2Coefficients de correction de l'énergie et de la réaction des défenses*

| Facteurs correctifs | Facteur correctif d'énergie (TCFE) | Facteur correctif de réaction (TCFRF) |
|---|---|---|
| **Tolérance de fabrication (TOL ± 10% )** | 0,90 | 1,10 |
| **Coefficient de température (TF) (-3°C -41°C )** | 0,940 | 1,103 |
| **Coefficient de vitesse (VF) Vitesse d'accostage (0.15m/s)** | 1.00 | 1,00 |
| **Coefficient d'angle (AF) Angle d'accostage (10°max)** | 1.035 | 1,00 |
| **Facteur correctif total TCF=TOL×TF×VF×AF** | **0,876** | **1,213** |

- **Energie absorbée par le navire :**

$$E_f = \frac{10D}{120+\sqrt{D}} = 1058,88\ \text{KN.m}$$

La défense cylindrique choisie est de type **Ø1200 × 600 × 1500 mm**, appartenant à une gamme standard (Ø100 à Ø2400 mm) avec une capacité d'absorption de **0,8 à 650 kN.m** et des réactions de **40 à 1320 kN**. Elle est adaptée à l'énergie d'accostage calculée et respecte les limites du fabricant, assurant ainsi la protection du navire et du quai.

## V.2.3 BOLLARDS

Le mouvement de navires du **25000 DWT** engendre un déplacement de **31500 T,** et selon le BS6349-4, et en prenant en considération les cas de vent ou de courant exceptionnels, le type de bollard à mettre en place sont les bollards de **80 T** chaque **12 m.**

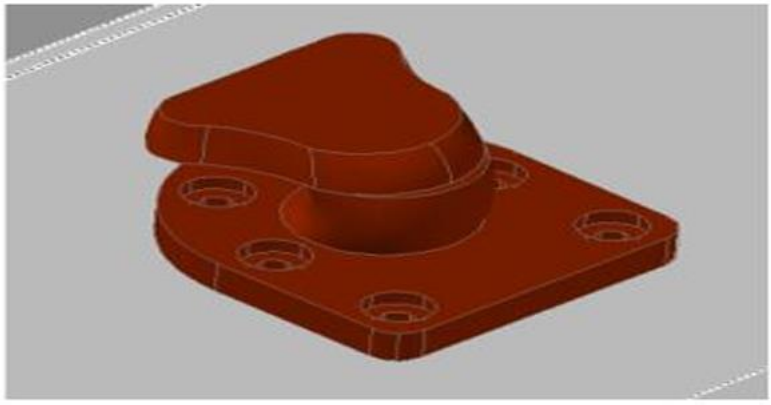


*Figure V. 2.Bollards*

- Les bollards sont dimensionnés selon le **Trelleborg Marine Systems Catalogue,** adaptées aux efforts d'amarrage du navire de projet, sont présentés dans le tableau suivant :

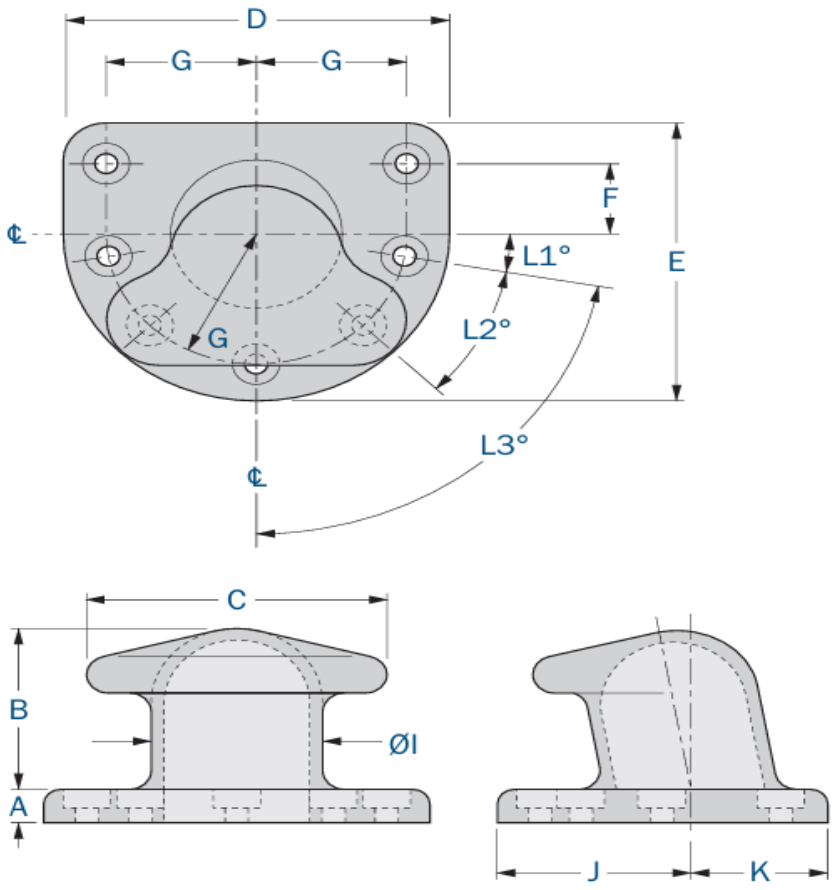



*Figure V. 3. Schéma représentatif des dimensions*

*Tableau V. 3les dimensions du bollard*

| **Dimension** | Dimension (cm) |
|---|---|
| **A** | 70 |
| **B** | 380 |
| **C** | 550 |
| **D** | 640 |
| **E** | 550 |
| **F** | 160 |
| **G** | 250 |
| **ØI** | 280 |
| **J** | 320 |
| **K** | 230 |
| **L1°** | 15° |
| **L2°** | 45° |
| **L3°** | N/A |
| **Boulons** | M42 |
| **Longueur des boulons** | 800 |
| **P*** | 85 |

## V.3. ECHELLES DE SECURITE

Les échelles de sécurité sont réalisées en acier galvanisé, constituées de tiges de Ø30 mm avec un espacement des barreaux de 300 mm et une largeur de 750 mm. Leur longueur est adaptée aux variations du niveau d'eau afin d'assurer un accès sécurisé entre le plan d'eau et le quai. **Elles sont disposées tous les 25 m le long du quai**, conformément aux pratiques usuelles des ouvrages portuaires.

## V.4. DIMENSIONNEMENT DU QUAI

### V.4.1. 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.

### V.4.1.1. Situation durable SD

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

Les actions à considérer dans cette situation sont les suivantes :

- **Action permanentes G**

- Poids propre des blocs du quai.
- Poids du remblai dans les évidements et sur les blocs de quai.
- Poutre de couronnement.
- Poussée des terres TVC (0-500kg) derrière les blocs de quai.

Les efforts dus à la houle sont supposés négligeables, le quai étant situé dans un bassin fermé.

- **Surcharges d'exploitation**

- TP : Surcharge de 6 T/m² de stockages sur le terre-plein
- GM : Grue mobile avec dispositif de roulement pneumatique pour navire qui induit une charge de 80 T/ml.
- AM : Effort d'amarrage Traction de 80 T chaque 12m
- MR : Poussée due au marnage

Les forces d'accostage ne sont pas considérées en raison de leur influence favorable sur le quai.

### V.4.1.2. Situation accidentelle

Cette situation est relative à occurrence d'un séisme.

Les actions ont considéré dans cette situation sont les suivantes :

- Actions permanentes (G).
- Actions sismiques (SI).
- Actions d'exploitation (Q).
- Pression hydrodynamique (Ph)

- **Actions sismiques**

D'après le RPA 2024, Le site concerné par cette étude se situe en zone III. Ainsi, dans la Situation durable l'ouvrage est considérés comme un ouvrage stratégique de grande importance 1B (A=0,3).

### V.4.2. Combinaisons d'actions

1. **ELU**

Les combinaisons sont les suivantes :

$$\gamma_G \times G + \gamma_{Q,1} \times AM + \gamma_{Q,2} \times GM + \gamma_{Q,3} \times TP$$

$$\gamma_G \times G + \gamma_{Q,1} \times GM + \gamma_{Q,2} \times AM + \gamma_{Q,3} \times TP$$

Avec :

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma Q, 1 = 1.50$$

$$\gamma_{Q,2} = 1.00$$

$$\gamma_{Q,3} = 0.70$$

**2. ELS**

La combinaison est la suivante :

$$G + AM + GM + TP$$

**3. ELA**

La combinaison est la suivante :

$$G + AM + GM + TP + \text{Si} + Ph$$

### V.4.3. Théorie sur le calcul de quais en blocs

Le calcul des quais-poids se fait suivant deux phases ; le calcul de stabilité d'ensemble et Le calcul de la stabilité interne. La première nous permet de savoir la stabilité globale de L'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne impose aux différents Matériaux constituants l'ouvrage un comportement non préjudiciable.

### V.4.4. Instabilité externe

L'instabilité externe d'un quai en blocs concerne le comportement global de l'ouvrage sous l'effet des actions extérieures. Elle correspond aux risques de déplacement ou de rupture de l'ensemble du quai sous l'action de la poussée des terres, des pressions hydrostatiques, des surcharges d'exploitation, des actions de la houle ainsi que des sollicitations sismiques. Les principales vérifications effectuées portent sur la stabilité au glissement, au renversement, à la capacité portante du sol de fondation et à la stabilité globale de l'ouvrage. Ces contrôles permettent de garantir la sécurité du quai et d'assurer son équilibre général durant toute sa durée de service.

### V.4.5. Instabilité interne

L'instabilité interne d'un quai en blocs concerne la résistance et le comportement des différents éléments constituant l'ouvrage. Elle vise à vérifier que les blocs et les composants du quai résistent correctement aux efforts appliqués sans subir de rupture ou de déplacement relatif. Les vérifications portent principalement sur le glissement entre blocs, la résistance à la compression et au cisaillement, la stabilité des joints ainsi que la résistance du couronnement. Des contrôles hydrauliques peuvent également être réalisés afin d'éviter les phénomènes d'affouillement ou

de sous-pression pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ces vérifications assurent la cohésion et la durabilité structurelle du quai.

### V.4.6. Coefficients de sécurité

*Tableau V. 4 Coefficients de sécurité*

| Coefficient | Cas statique | Cas dynamique |
|---|---|---|
| **Au renversement** $F_r = \frac{M_s}{M_r}$ | ≥ 1.5 | ≥ 1.1 |
| **Au glissement** $F_g = \frac{E_v \, tg \, \emptyset}{E_H}$ | ≥ 1.5 | ≥ 1.1 |
| **Au poinçonnement** | ≥ 3.0 | ≥ 1.5 |
| **Glissement en cercle** | ≥ 1.5 | ≥ 1.1 |

## V.5. HYPOTHESE DE CALCUL

### V.5.1. Données physiques

- L'effort d'amarrage (ORAN) $AM = 0{,}3$ m
- Poids volumique de l'eau de mer : $y_W = 1{,}025 \ T/m^3$

### V.5.2 Caractéristiques des matériaux de constructions

➢ **Béton de masse**

- Poids volumique $\gamma_b = 2{,}4 \ T/m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1{,}4 \ T/m^3$

➢ **Remblais à l'arrière du quai TVC (0-500KG)**

- Poids volumique $\gamma_d = 1{,}8 \ T/m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1{,}1 \ T/m^3$
- Angle de frottement interne $\varphi$= 37°

➢ **Enrochement de (1-15kg) pour les évidements des blocs, Enrochement (50-200kg) et le ballast de réglage**

- Poids volumique $\gamma_d = 1{,}8 \ T/m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1{,}1 \ T/m^3$
- Angle de frottement interne $\varphi$ =38°

➢ **Béton armé pour couronnement**

- Poids volumique $\gamma_b = 2{,}5 \ T/m^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1{,}5 \ T/m^3$

## V.6 Calcul des efforts

### V.6.1 Calcul des coefficients de poussée

Les remblais agissent sur le mur par une poussée des terres. Nous allons proposer de calculer cette poussée avec la formule de Mononobé-Okabé.

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

Ka : Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement interne.

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

- Pour un frottement sol-mur : δ = 2 φ / 3
- Pour un frottement sol-sol : δ = φ

$\lambda$ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

$\beta$ : Angle du terre-plein avec l'horizontale.

Au cas de séisme ascendant :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right)$$

Au cas de séisme descendant :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

#### V.6.1.1 Cas statique

**Pour un écran vertical**

- Frottement Sol/Mur : φ = 37° ; δ = 24,67° ;β = λ = θ = 0
- Frottement Sol/sol : φ = 37° ;δ = 37° ; β = λ = θ = 0

**Pour un écran incliné**

- Frottement Sol/Mur : φ = 37° ; δ = 24,67° ; λ = - 45° ; β = θ = 0
- Frottement Sol/sol : φ = 37° ;δ = 37° ; λ = -45° ; β = θ = 0

*Tableau V. 5 Des coefficients de poussée cas statique*

| Élément | Frottement sol/sol | Frottement mur/sol |
|---|---|---|
| **Ka vertical** | 0.2331 | 0.2257 |
| **Ka incline** | 0,0107 | 0,11 |

### V.6.1.2 Cas dynamique

- **Au cas de séisme ascendant**

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1+k_v}\right)$$

- Frottement Sol/Mur : φ = 37° ; δ = 24.67° ; β = λ = 0 ; θ = 8,16°
- Frottement Sol/sol : φ = 37° ; δ = 37° ; β = λ = 0 ; θ = 8,16°

Pour paroi incliné : λ = -45° ;

*Tableau V. 6.Des coefficients de poussée cas dynamique ascendant*

| Elément | Frottement sol/sol | Frottement mur/sol |
|---|---|---|
| **Ka vertical** | 0,335 | 0,315 |
| **Ka incline** | 0,048 | 0,050 |

- **Au cas de séisme descendant**

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

- Frottement Sol/Mur : φ = 37° ; δ = 24.67° ; β = λ = 0 ; θ = 8,93°
- Frottement Sol/sol : φ = 37° ; δ = 37° ; β = λ = 0 ; θ =8,93°

Pour paroi incliné : λ =45 ° ;

*Tableau V. 7Des coefficients de poussée cas dynamique descendant*

| Elément | Frottement sol/sol | Frottement mur/sol |
|---|---|---|
| **Ka vertical** | 0,347 | 0,325 |
| **Ka incline** | 0,053 | 0,056 |

## V.6.2 Calcul des poussées des terres

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

$$\boldsymbol{P_1 = \gamma_i h_i K_{ai}}$$

$\boldsymbol{h_i}$: Hauteur de la couche des terres.

$\boldsymbol{\gamma}$i : Poids volumique.

$\boldsymbol{K_{ai}}$ : Coefficient de poussée.

La poussée des terres est l'aire du diagramme des contraintes qui en résulte.

## V.6.3 Poussée due à la surcharge d'exploitation

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

Coefficient de poussée : $k_q = \frac{k_a}{CoS(B-\lambda)}$

$\lambda$ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale.

$B$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale.

Dans notre cas $\lambda = 0$ = et $\beta = 0$.

La contrainte est : $\sigma_i$= $k_{qi}$ ×q ; où q=6t/m² est la surcharge uniforme.

La poussée est : $P_i = \sigma_i \times hi$.

## V.6.4 Poussée due au marnage (hydrodynamique)

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

Le marnage au niveau du port d'ARZEW est de 30 cm (Soit e = 0,30 m)

h : La profondeur au pied du quai.

$P_1 = \frac{1}{2} \times \sigma \times e$ ; $Y_{G1} = h + \frac{e}{3}$

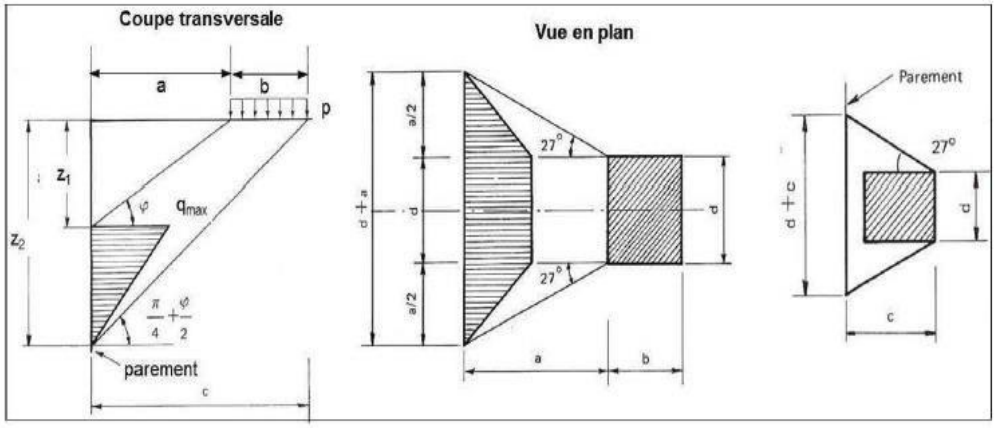
$P_2 = \sigma \times h$; $Y_{G2} = \frac{h}{2}$

## V.6.5 Poussées dues à la grue

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

− Dans le sens vertical : deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle d'impact (b x d) et inclinés de φ et de pi/4 + φ/2

− Dans le sens horizontal : deux plans passant par les angles du rectangle d'impact (b x d) les plus proches du parement, et correspondant à une diffusion suivant un angle de 27° environ (pente ½). En considèrent les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement :



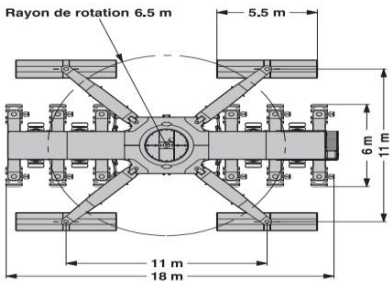

$$(d+a).(z_2 - z_1), \text{ avec : } z_1 = a.tg\varphi \text{ et } z_2 = (a+b).\tan(\pi/4+\varphi/2)$$

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

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

## V.6.5 .1 Grue mobile LIEBHERR type LHM 250 Lictronic

Grue calée au travail




Poids total à vide = 235 t

Charge levée max = 64 t

Dimensions des plaques de calages = 5.50 x1.30m

Charge max au sol sous les plaques = 1.49 t/m2

Base de calage transversale =11m

Base de calage longitudinale = 18m

Q max = 8,82 t\ml

## V.6.6 Poussée hydrodynamique

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_h = 0{,}9917\, K_h\, \gamma_w\, h^2$$

Kh=Coefficient d'accélération sismique horizontale ($K_h$= 0.150g)

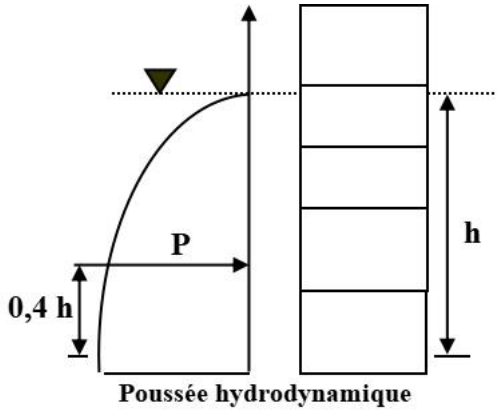
$\gamma_w$: Poids volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1{,}025\ t/m3$

Z :Le bras de levier de la poussée est Z = 0,4 h

h : La profondeur au pied du quai

On a: h =9,8m

YG=0,4xh



Poussée hydrodynamique

## V.6.7 Efforts dammarage

L'amarrage des navires est assuré par des bollards fixés sur le quai distant d'une dizaine de mètres les uns des autres, ces derniers supportent des efforts dépendant de :

- L'action du vent sur la voilure du navire amarré.
- L'action du courant sur la carène.
- L'action de l'agitation du plan d'eau.

La force exercée sur les bollards est de 80t tous les 12m c'est une force concentrée qu'on peut repartir sur l'ouvrage par le biais d'une poutre longitudinale appelée poutre de couronnement sur laquelle sont fixée les organes d'amarrage.

On dispose un bollard tous les 12m donc on aura :

$$P = \frac{80}{12} = 6{,}67\ t/m$$

L'effort d'amarrage est appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur du quai (+2.50), le moment dû à l'effort d'amarrage est : M = F× (h + 2.50 + 0.30).

h : Profondeur en pied de quai

F : Effort d'amarrage

$$M = 6,67 \times (9,8+2,5+0,3) = 84,042 T.m / ml$$

### V.6.8 Efforts dues au séisme

Force horizontale due au séisme (SI): $SI = K_h \times P$

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

P : Poids total du mur (y compris les terres dans les évidements et au-dessus des blocs)

**Kh** : Accélération sismique horizontale.

**Kv** : Accélération sismique verticale.

+ Kv : Séisme Descendant

- Kv : Séisme Ascendant

D'après le RPA la prise en compte du séisme pour les efforts suivants :

1. Poussée des terres
2. Surcharge uniforme

## V.7 Vérification de la stabilité externe du quai

### V.7.1 Poids propre des blocs et de la superstructure

*Tableau V. 8.*Poids propre des blocs et de la superstructure

| Désignation | Poids (T) | X(m) | Y(m) | Ms (tm/ 3ml) | Mr(tm/3ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Bloc type1** | 67,45 | 4,6920 | 1,253 | 105,491 | 28,180 |
| **Bloc type 2** | 52,75 | 4,45 | 3,750 | 78,245 | 65,937 |
| **Bloc type 3** | 44,35 | 4,05 | 6,25 | 59,872 | 92,395 |
| **Bloc type 4 immergé** | 29,21 | 3,291 | 8,651 | 32,050 | 84,239 |
| **Bloc type 4 émergé** | 10,88 | 3,068 | 9,975 | 11,127 | 36,178 |
| **Poutre de couronnement** | 31,887 | 3,162 | 11,216 | 33,613 | 119,225 |
| **Au-dessus du couronnement** | 13,56 | 3,82 | 10,83 | 48,95 | 17,27 |
| **Évidements immerge** | 21,76 | 3,30 | 8,65 | 62,74 | 23,94 |
| **Évidements émergé** | 4,64 | 3,30 | 9,85 | 15,23 | 5,10 |
| **Au-dessus de bloc 3** | 3,80 | 6,85 | 8,65 | 25,996 | 32,83 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Évidements bloc 3** | 23,65 | 3,30 | 6,25 | 49,27 | 26,02 |
| **Au-dessus de bloc 2** | 4,22 | 8,00 | 7,40 | 33,792 | 31,26 |
| **Évidements bloc 2** | 23,65 | 3,30 | 3,75 | 29,56 | 26,02 |
| **Sol 7 (au-dessus de bloc 1)** | 7,23 | 8,85 | 6,15 | 63,959 | 44,45 |
| **Évidements bloc 1** | 18,96 | 3,30 | 1,50 | 31,28 | 20,86 |
| **Total (T/ 3ml)** | 149,189 | 4,130 | 5,9 | 681,111 | 880,215 |

### V.7.2 Poussées des terres

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

- De la cote 0.00m a +2.5 m sur un écran vertical de sol non immerge $Pa1$
- De la cote 0.00m a -2.30 m sur un écran vertical de sol immerge $Pa2$
- De la cote -2.30 m a - 4.80 m sur un écran vertical de sol immerge $Pa3$
- De la cote -4.80m a -7.30m sur un écran vertical de sol immerge $Pa4$
- De la cote -7.30m a 8.80 m sur un écran vertical en béton et un sol immerge $Pa5$

• De la cote 8.80m 9.80 m sur un écran incline en béton et un sol immerge $Pa6$

*Tableau V. 9Récapitulatif des poussés des terres*

*Sur le quai, cas statique*

| **Force de poussé Pa (t/ml)** | **Pa horizontal** (t/ml) | **Pa vertical** (t/ml) | **Y** (m) | **X** (m) | **Moment Renversant** (t.m/ml) | **Moment Stabilisant** (t.m/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,3106 | 1,047 | 0,789 | 11,05 | 9,3 | 11,569 | 8,718 |
| 3,08946 | 2,467 | 1,859 | 8,4 | 9,3 | 20,722 | 15,615 |
| 4,89591 | 3,910 | 2,946 | 6,25 | 9,3 | 24,437 | 18,412 |
| 5,6334 | 4,499 | 3,390 | 3,7 | 9,3 | 16,646 | 12,543 |
| 4,5435 | 4,129 | 1,896 | 1,6 | 9,3 | 6,606 | 3,033 |
| 1,9621 | 1,7820 | 0,8185 | 0,27 | 8,8 | 0,481 | 0,220 |

*Tableau V. 10 récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas dynamique ascendant*

| Force de poussé Pa (T/ml) | Pa Horizontal | Pa Vertical | Y | X | Moment Renversant | Moment Stabilisant |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (t/ml) | (t/ml) | (m) | (m) | (t.m/ml) | (t.m/ml) |
| 1,884375 | 1,504928789 | 1,134045184 | 11,05 | 9,3 | 16,62946312 | 10,54662021 |
| 4,4419325 | 3,547485028 | 2,67322171 | 8,4 | 9,3 | 29,79887424 | 24,8609619 |
| 7,0391875 | 5,621745099 | 4,236288788 | 6,25 | 9,3 | 35,13590687 | 39,39748573 |
| 8,09963 | 6,468652136 | 4,874479016 | 3,7 | 9,3 | 23,9340129 | 45,33265485 |
| 6,5203125 | 5,925183024 | 2,721521859 | 1,6 | 9,3 | 9,480292838 | 25,31015329 |
| 0,8745 | 0,794681628 | 0,365008712 | 0,27 | 8,8 | 0,21456404 | 3,212076666 |

*Tableau V. 11 récapitulatif des poussés des terres sur le quai, cas dynamique descendant.*

| Force de poussé Pa (t/ml) | Pa horizontal | Pa vertical | Y | X | Moment Renversant | Moment Stabilisant |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (t/ml) | (t/ml) | (m) | (m) | (t.m/ml) | (t.m/ml) |
| 1,951875 | 1,558836686 | 1,174667698 | 11,05 | 9,3 | 17,22514538 | 10,92440959 |
| 4,6010465 | 3,674559118 | 2,768978906 | 8,4 | 9,3 | 30,86629659 | 25,75150383 |
| 7,2913375 | 5,823121043 | 4,388036446 | 6,25 | 9,3 | 36,39450652 | 40,80873895 |
| 8,389766 | 6,700365049 | 5,04908722 | 3,7 | 9,3 | 24,79135068 | 46,95651115 |
| 6,7522875 | 6,135984934 | 2,818346211 | 1,6 | 9,3 | 9,817575894 | 26,21061976 |
| 0,975 | 0,886008676 | 0,40695654 | 0,27 | 8,8 | 0,239222343 | 3,581217552 |

## V.7.3 Poussée due à la surcharge d'exploitation

• De la cote +2,5 m a -2.30m sur un écran vertical $Pq1$

• De la cote -2.30m a -7.30 m sur un écran vertical $Pq2$

• De la cote -7.30 m a- 8.80m sur un écran vertical en béton $Pq3$

• De la cote -8.80m a -9.80 m sur un écran incline $Pq4$

**Récapitulatif des poussées dues à la surcharge d'application** : Le calcul des poussées dues à la surcharge d'exploitation est montré dans les tableaux suivants

*Tableau V. 12 Récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur le quai cas statique*

| Force de surcharge (t/ml) | Pq horizontal (t/ml) | Pq vertical (t/ml) | Y(m) | X(m) | Moment Renversant (t.m/ml) | Moment Stabilisant (t.m/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6,710 | 5,359 | 2,553 | 9,4 | 9,3 | 50,375 | 23,998 |
| 6,99 | 5,582 | 4,207 | 3,3 | 9,3 | 18,420 | 39,125 |
| 2,124 | 1,93 | 0,88 | 1,65 | 9,3 | 3,184 | 8,184 |
| 0,933 | 0,847 | 0,389 | 0,4 | 8,8 | 0,338 | 3,423 |

*Tableau V. 13 .récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur le quai cas dynamique ascendant*

| Force de surcharge (t/ml) | Pq horizontal (t/ml) | Pq vertical (t/ml) | Y(m) | X(m) | Moment Renversant (t.m/ml) | Moment Stabilisant (t.m/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9,648 | 7,705235401 | 5,806311343 | 9,4 | 9,3 | 72,42921277 | 53,99869549 |
| 10,05 | 8,026286876 | 6,048240983 | 3,3 | 9,3 | 26,48674669 | 56,24864114 |
| 2,835 | 2,576240613 | 1,1833044 | 1,65 | 9,3 | 4,250797011 | 11,00473092 |
| 0,288 | 0,261713332 | 0,120208701 | 0,4 | 8,8 | 0,104685333 | 1,057836569 |

*Tableau V. 14récapitulatif des poussés dû aux surcharges sur le quai cas dynamique descendant*

| Force de surcharge (t/ml) | Pq horizontal (t/ml) | Pq vertical (t/ml) | Y(m) | X(m) | Moment Renversant (t.m/ml) | Moment Stabilisant (t.m/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **9,99** | 7,978368745 | 6,0121320 | 9,4 | 9,3 | 74,9966662 | 55,912828 |
| **10,41** | 8,31379566 | 6,2648943 | 3,3 | 9,3 | 27,4355256 | 58,263517 |
| **2,925** | 2,658026029 | 1,2208696 | 1,65 | 9,3 | 4,38574294 | 11,354087 |
| **0,318** | 0,288975138 | 0,1327304 | 0,4 | 8,8 | 0,11559005 | 1,1680278 |

## V.8.2 symbole des charges

*Tableau V. 15.* De symbole des charges

| Symbole | Description |
|---|---|
| G | Poids propre des blocs du quai<br>Poids du remblai sur les blocs de quai<br>Poutre de couronnement<br>Poussée due au marnage<br>Poussée hydrodynamique |
| TP | Surcharge de 6 t/m$^2$ sur le terre-plein derrière le quai |
| AM | Effort d'amarrage |
| GM | Grue mobile |
| SI | Force d'inertie de séisme |

*Tableau V. 16.Récapitulatif des efforts dans le cas statique*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | Y(m) | X(m) | Mstab (tm/m) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai,couronnement, poids des terres)** | | - | 149,189 | - | 4,56 | 680,302 | - |
| **Poussés des Terres totale** | **Pa** | 17,834 | 11,699 | - | - | 80,463 | 58,544 |
| **Poussée due au marnage** | | 3,0135 | - | 4,9 | - | - | 14,766 |
| **Total G** | | 20,847 | 160,888 | | | 760,765 | 73,3101 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 13,718 | 8,029 | - | - | 156,352 | 44,756 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 12,6 | - | - | 80,04 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 10,9 | - | - | 96,138 |
| **Combinaison ELU** | | | | | | | |
| **1,35G+0,7TP+1,5AM+GM** | | 56,571 | 222,819 | | | 1136,480 | 346,496 |
| **1,35G+1,5GM+AM+0,7TP** | | 57,646 | 222,819 | | | 1136,480 | 354,545 |
| **Combinaison ELS** | | | | | | | |
| **G+AM+GM+TP** | | 50,055 | 168,917 | | | 917,118 | 294,244 |

## V.7.3 Vérification stabilité du quai au glissement et renversement

### V.7.3.1 récapitulatif des efforts dans le cas statique

*Tableau V. 17.Résultats de la stabilité dans le cas statique*

| Coefficient de sécurité | Au glissement | Au renversement |
|---|---|---|
| Combinaison ELU | | |
| 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 2,96 | 3,27 |
| **1,35G+1,5GM+AM+0,7TP** | 2,91 | 3,20 |

| Combinaison ELS | | |
|---|---|---|
| **G+AM+GM+TP** | 2,54 | 3,11 |

✓ La stabilité de quai au glissement et renversement est vérifiée dans le cas statique

*Tableau V. 18.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant*

| **Désignation des charges** | | **Fh (t/ml)** | **Fv (t/ml)** | **y (m)** | **x (m)** | **MSTAB (tm/m)** | **MRENV (tm/ml)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | | - | 149,189 | - | 4,56 | 680,302 | - |
| **Poussés des terres** | **Pa1** | 23,86 | 16,00 | - | - | 148,66 | 115,19 |
| **Poussée hydrodynamique** | | 14,75 | - | 3,92 | - | - | 57,82 |
| **Total G** | | 38,61 | 165,19 | | | 828,96 | 173,01 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (6 t/m2)** | **Surcharge (6 t/m2)** | 18,57 | 13,16 | - | - | 122,31 | 103,27 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 12,6 | - | - | 84,042 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 10,9 | - | - | 96,138 |
| **SI** | **Force de séisme** | 22,4835 | | 6,5 | - | - | 146,142 |
| **Combinaison ELU** | | | | | | | |
| 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | | 83,9475 | 232,2185 | | | 1204,713 | 528,0535 |
| 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | | 85,0225 | 232,2185 | | | 1204,713 | 534,1015 |
| **Combinaison ELS** | | | | | | | |
| G+AM+GM+TP | | 72,67 | 178,35 | | | 951,27 | 456,46 |
| **Combinaison ELA** | | | | | | | |
| G+AM+GM+TP+SI | | 95,1535 | 178,35 | | | 951,27 | 602,602 |

*Tableau V. 19. .Résultats de la stabilité dans le cas dynamique ascendant*

| Coefficient de sécurité | Au glissement | Au renversement |
|---|---|---|
| Combinaison ELU | | |
| 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 2,1 | 2,28 |
| **1,35G+1,5GM+AM+0,7TP** | 2,05 | 2,25 |
| Combinaison ELS | | |
| **G+AM+GM+TP** | 1,85 | 2,08 |
| Combinaison ELA | | |
| **G+AM+GM+TP+SI** | 1,41 | 1,57 |

- ✓ La stabilité de quai au glissement et renversement est vérifiée dans le cas dynamique ascendant

*Tableau V. 20.récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | Mstab (tm/m) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai,couronnement, poids des terres)** | | - | 149,189 | - | 4,56 | 680,302 | - |
| **Poussés des terres** | **Pa** | 24,78 | 16,61 | | | 154,23 | 119,33 |
| **Poussée hydrodynamique** | | 14,75 | - | 3,92 | - | - | 57,82 |
| **Total G** | | 39,53 | 165,80 | | | 834,53 | 177,15 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP** | **Surcharge (6 t/m2)** | 19,24 | 13,63 | - | - | 106,93 | 126,70 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 12,6 | - | - | 84,042 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 10,9 | - | - | 96,138 |
| **Si** | **Force de séisme** | 22,4835 | | 6,5 | - | - | 146,142 |
| **Combinaison ELU** | | | | | | | |
| 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | | 85,6585 | 233,371 | | | 1201,4665 | 550,0435 |
| 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | | 86,7335 | 233,371 | | | 1201,4665 | 556,0915 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Combinaison ELS** | | | | | | |
| G+AM+GM+TP | 74,26 | 179,43 | | | 941,46 | 484,03 |
| **Combinaison ELA** | | | | | | |
| G+AM+GM+TP+SI | 96,7435 | 179,43 | | | 941,46 | 630,172 |

- ✓ La stabilité de quai au glissement et renversement est vérifiée dans le cas dynamique ascendant

*Tableau V. 21Résultats de la stabilité dans le cas dynamique ascendant*

| Coefficient de sécurité | Au glissement | Au renversement |
|---|---|---|
| Combinaison ELU | | |
| 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 2,07 | 2,18 |
| **1,35G+1,5GM+AM+0,7TP** | 2,04 | 2,1 |
| Combinaison ELS | | |
| **G+AM+GM+TP** | 1,82 | 1,95 |
| Combinaison ELA | | |
| **G+AM+GM+TP+SI** | 1,41 | 1,49 |

## V.7.4 Stabilité au poinçonnement

- **Capacité portante de l'assise en Ballast (- 10,10 m)**

**Le sol de fondation est un remblai constitué d'enrochement**

**Avec** : D = 3,1 m.

- Excentrement de la résultante : $\delta = arctg\left(\frac{F_H}{F_V}\right)$
- Inclinaison de la résultante : $e = \frac{M_S - M_R}{Ev}$
- Base diffusée $B' = 2e$
- $\boldsymbol{\sigma_v = \frac{Ev}{B}}$
- $\boldsymbol{\sigma_{Assis} = \sigma_{Adm} \times e^{-\delta}}$

Valeur de facteur de portance recommande par l'Eurocode 7

$$\text{Pour } \varphi = 38°, \quad N_\gamma = 79{,}5, \quad N_q = 56, \quad N_c = 67{,}9, C = 0{,}01$$

Les coefficients de forme Pour une fondation filante

sγ = 1, sq = 1, sc = 1.

*Tableau V. 22.Vérification de la portance du Couche d'assise*

| | Les cas de combinaison | $\delta$ | e | B' | $\sigma_v$ | $\sigma_{Assis}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Cas statique | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 0,2486 | 3,5454 | 7,0908 | 31,424 | 46,794 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 0,2532 | 3,5093 | 7,0186 | 31,747 | 46,579 |
| | G+AM+GM+TP | 0,2881 | 3,6875 | 7,3749 | 22,904 | 44,981 |
| Cas dynamique ascendant | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 0,3469 | 2,9139 | 5,8278 | 39,847 | 42,413 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 0,3510 | 2,8878 | 5,7757 | 40,206 | 42,239 |
| | G+AM+GM+TP | 0,3869 | 2,7744 | 5,5488 | 32,142 | 40,750 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 0,4901 | 1,9550 | 3,9099 | 45,615 | 73,192 |
| Cas dynamique descendant | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 0,3518 | 2,7914 | 5,5827 | 41,802 | 42,205 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 0,3558 | 2,7654 | 5,5309 | 42,194 | 42,037 |
| | G+AM+GM+TP | 0,3924 | 2,5494 | 5,0987 | 35,191 | 40,526 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 0,4945 | 1,7349 | 3,4697 | 51,713 | 73,185 |

➢ **Au niveau -11,30 m (Le sol de fondation est marne) :**

- Capacité portante limite

$$Q_{\text{lim}} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma i_\gamma i_q + cN_c i_c + \gamma' D N_q$$

- Capacité portante admissible

$$Q_{\text{adm}} = \frac{E_V'}{B'}$$

- Base diffusée $B' = 2e$
- La hauteur d'*enrochement* $h = 1,2$
- $B_1 = B' + 2 \times h \times tng\varphi$
- $w = \gamma \times \text{h} \times \left(\frac{B_1 + B'}{2}\right)$
- $Ev' = Ev + W$
- $\delta = arctg\left(\frac{F_H}{F_V + w}\right)$

- Les facteurs d'inclinaison : $I_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$ , $I_q = I_C = \left(1 - \frac{2\delta}{180°}\right)$

Valeur de facteur de portance recommande par l'Eurocode 7

$$\text{Pour } \varphi = 25°, \quad N_\gamma = 9, \quad N_q = 10{,}7, \quad N_c = 20{,}7$$
$$c = 145 \text{ KPA}$$

*Tableau V. 23.Verification de la portance du sol de fondation*

| | Les cas de combinaison | $B_1$ | $W$ | $E'_V$ | $\delta$ | $I_\gamma$ | $I_q$ | $Q_{adm}$ | $Q_{lim}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Cas statique | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 8,899 | 17,269 | 232,267 | 0,231 | 0,99 | 0,994 | 32,756 | 3681,4 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 8,827 | 17,113 | 233,218 | 0,236 | 0,99 | 0,994 | 33,229 | 3649,4 |
| | G+AM+GM+TP | 9,183 | 17,883 | 182,929 | 0,262 | 0,985 | 0,994 | 24,804 | 3813,6 |
| Cas dynamique ascendant | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 7,636 | 14,541 | 246,118 | 0,328 | 0,982 | 0,992 | 42,232 | 3124,6 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 7,584 | 14,429 | 245,185 | 0,332 | 0,982 | 0,992 | 42,451 | 3020,9 |
| | G+AM+GM+TP | 7,357 | 13,939 | 192,289 | 0,361 | 0,98 | 0,991 | 34,654 | 2894,22 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 5,718 | 10,399 | 188,749 | 0,467 | 0,974 | 0,989 | 32,756 | 2072,16 |
| Cas dynamique | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 7,391 | 14,012 | 247,383 | 0,333 | 0,982 | 0,992 | 44,312 | 2898,98 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 7,339 | 13,900 | 247,271 | 0,337 | 0,981 | 0,992 | 44,707 | 2873,7 |
| | G+AM+GM+TP | 6,907 | 12,966 | 192,396 | 0,367 | 0,98 | 0,991 | 37,734 | 2653,42 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 5,278 | 9,448 | 188,878 | 0,471 | 0,974 | 0,989 | 54,436 | 1864,19 |

✓ Nous avons $Q_{adm} < Q_{lim}$ pour toutes les combinaisons, donc le quai en blocs est stable vis-à-vis du poinçonnement sur le terrain naturel.

## V.8. Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement

L'instabilité générale d'un site est un état limite ultime (ELU) qui présente un glissement de surface du sol englobant l'ensemble de l'ouvrage. Elle peut se produire dans plusieurs cas, comme pour des ouvrages de type écran de soutènement, des fondations profondes sur pente, etc.

Il existe de nombreuses méthodes de calcul, les plus utilisées étant la méthode de Bishop et la méthode de Spencer.

Nous utilisons le logiciel de calcul Slide pour calculer le coefficient de sécurité.

La procédure débute par le dessin des couches et des interfaces, en donnant par la suite à chaque couche leur caractéristiques (poids volumique humide, cohésion et l'angle de frottement…) En choisissions l'approche de calcule 3, comme recommandé par l'Eurocode, ainsi la méthode de Bishop pour le calcul de Fs.

Le calcul de glissement cercle a fait à l'aide du logiciel SLIDE existant en BET ISMRN.

- Cas statique

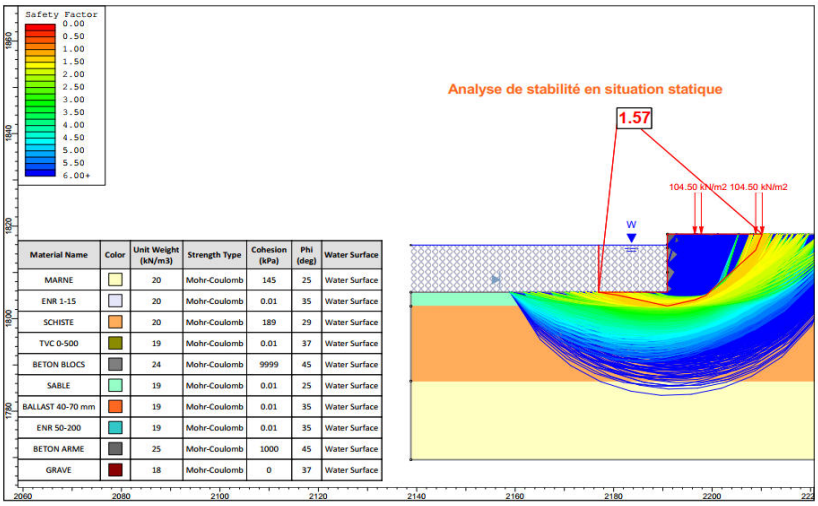



*Figure V. 4 vérification glissement cercle par slide cas statique*

- Cas dynamique ascendant

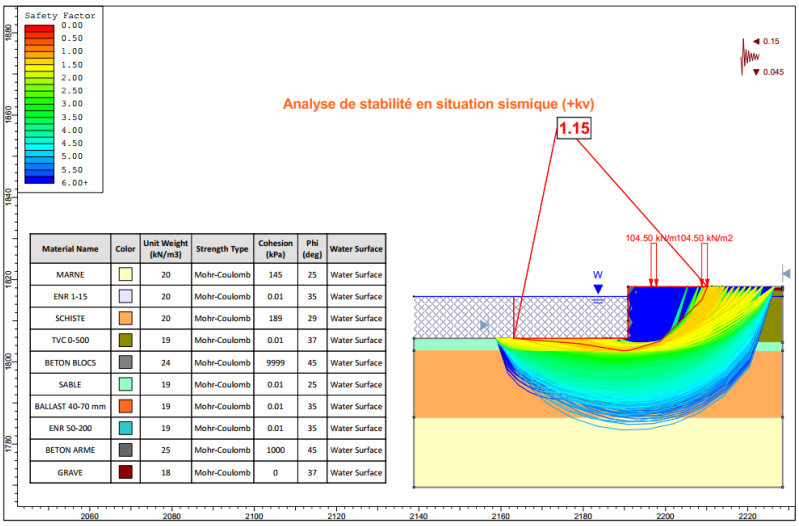



*Figure V. 5 vérification glissement cercle par slide cas dynamique ascendant*

- Cas dynamique descendant

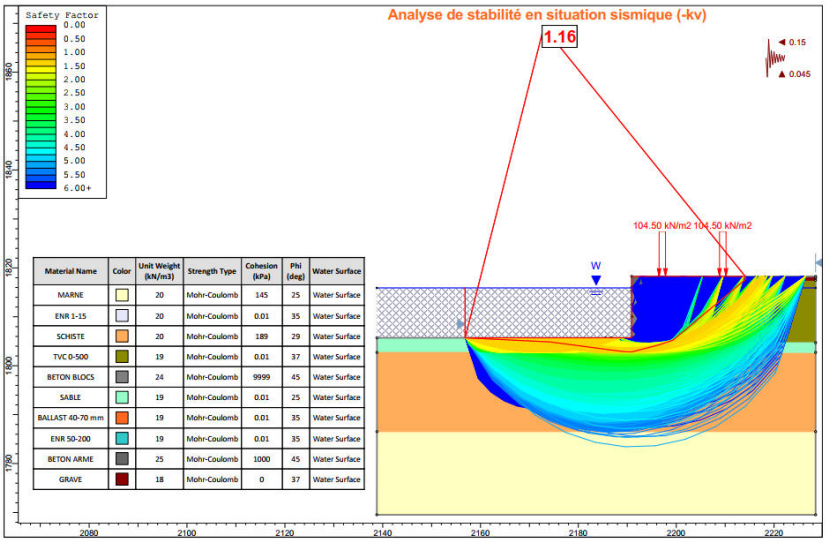



*Figure V. 6 vérification glissement cercle par slide cas dynamique descendant*

- Le quai est Stable vis-à-vis du glissement cercle dans les deux cas statiques est dynamique

## V.9 Vérification de la stabilité externe du quai

La stabilité partielle comporte

- La vérification de la stabilité du couronnement.
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4.
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, bloc type 3.
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, bloc type 3, bloc type2.

### V.9.1 Vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4

*Tableau V. 24.Poids propre des blocs de premier cas partiel*

| Désignation | Poids(t) | X(G) | Y(G) | Ms(tm/ 3ml) | Mr(tm/3ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Bloc type 4 immergé** | 29,21 | 2,66 | 1,51 | 25,89 | 14,70 |
| **Bloc type 4 émergé** | 10,88 | 2,66 | 2,47 | 9,646 | 8,95 |
| **Poutre de couronnement** | 31,89 | 2,66 | 3,71 | 28,27 | 39,43 |
| **au-dessus du couronnement** | 13,56 | 3,5 | 4,1 | 15,82 | 18,53 |
| **Évidements immerge** | 21,76 | 2,8 | 1,15 | 20,309 | 8,34 |
| **Évidements émergé** | 4,64 | 2,8 | 2,35 | 4,33 | 3,63 |
| **Total** | 37,31 | - | - | 104,256 | 93,58 |

#### V.9.1.1 Calcul des poussées des terres

*Tableau V. 25.de poussée des terres de premier cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | Mstab (tm/ml) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1=5,625ka1** | 3,385 ka1 | 4,492ka1 | 5,9 | 2,8 | 19,97ka1 | 12,58ka1 |
| **E2=13,259ka1** | 10,58ka1 | 6,372ka1 | 5,9 | 0,99 | 62,42ka1 | 6,22ka1 |
| **Cas statique** | 3,25 | 2,531 | - | - | 19,196 | 4,38 |
| **Cas dynamique ascendant** | 4,678 | 3,639 | - | - | 27,60 | 6,298 |
| **Cas dynamique descendant** | 4,845 | 3,769 | - | - | 28,58 | 6,523 |

#### V.9.1.2 Poussées dues à la surcharge de 6 T/ m2

*Tableau V. 26.Poussées dues à la surcharge de premier cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | Mstab (tm/ml) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1= 9 ka1** | 5,42ka1 | 7,18ka1 | 5,9 | 2,8 | 31,978ka1 | 20,104ka1 |
| **E2=13,8 ka1** | 8,31ka1 | 11,02ka1 | 5,9 | 0,99 | 49,029ka1 | 10,909ka1 |
| **Cas statique** | 3,199 | 4,24 | - | - | 18,872 | 7,223 |
| **Cas dynamique ascendant** | 4,599 | 6,097 | - | - | 27,134 | 10,385 |
| **Cas dynamique descendant** | 4,764 | 6,3154 | - | - | 28,106 | 10,757 |

### V.9.1.3 Poussée due au marnage

*Tableau V. 27.Poussée due au marnage de premier cas partiel*

| EFFORTS | P (t/m) | EH (t/m) | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **P1** | 0,00 | 0,046 | 0,00 | 2,4 | 0,00 | 0,11 |
| **P2** | 0,00 | 0,71 | 0,00 | 1,15 | 0,00 | 0,82 |

### V.9.1.4 Effort d'amarrage

$$P = \frac{80}{12} = 6{,}67$$

M = 6,67 x (2,3+1,5+0,3) =27, 35T.m / ml

### V.9.1.5 Poussée hydrodynamique

$$P_h = 0{,}9917\, K_h\, \gamma_w\, h^2$$

$$\boldsymbol{P_h = 0,9917 \times 0,15 \times 1,025 \times 2,3^2 = 0,806\ t/ml}$$

Le point d'application de la force :

$$\boldsymbol{y_G = 0,4 \times h = 0,92\ m}$$

### V.9.1.6 Force sismique

La force sismique est définie par la formule suivante

$$\boldsymbol{F_s = k_h \times P}$$

P : poids partiels du mur de quai : $\boldsymbol{P} = 37{,}31$ t/ ml
Donc : $\boldsymbol{F_s = 5{,}5965\ t/ml}$

### V.9.1.6 Les combinaison des charges

*Tableau V. 28.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de premier cas partiel*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | Mstab (tm/ml) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | | - | 37,31 | - | 2,5 | 104,256 | - |
| **Poussés des terres totales** | | 2,531 | 3,25 | - | - | 19,196 | 4,38 |
| **Poussée due au marnage** | | 0,756 | - | 1,23 | - | - | 0,93 |
| **Total G** | | 3,287 | 40,56 | | | 112,826 | 5,31 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 3,639 | 4,678 | - | - | 27,60 | 6,298 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 4,1 | - | - | 27, 35 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 2,5 | - | - | 22,05 |

*Tableau V. 29.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de premier cas partiel*

| Désignation des charges | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | Mstab (tm/ml) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | - | 37,31 | - | 2,5 | 104,256 | - |
| **Poussés des terres totales** | 3,639 | 4,678 | - | - | 27,60 | 6,298 |
| **Poussée hydrodynamique** | 0,806 | - | 0,92 | - | - | 0,742 |
| **Total G** | 4,445 | 41,988 | | | 121,23 | 7,04 |
| **Surcharges** | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **TP :Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 9,997 | 7,541 | | | 72,916 | 17,035 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 4,1 | - | - | 27, 35 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 2,5 | - | - | 22,05 |
| **Si** | **Séisme** | 5,5965 | - | 1,7 | - | - | 9,514 |

*Tableau V. 30.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de premier cas partiel*

| **Désignation des charges** | | **Fh (t/ml)** | **Fv (t/ml)** | **y (m)** | **x (m)** | **Mstab (tm/m)** | **Mrenv (tm/ml)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | | - | 37,31 | - | 2,5 | 104,256 | - |
| **Poussés des terres totales** | | 3,769 | 4,845 | - | - | 28,58 | 6,523 |
| **Poussée hydrodynamique** | | 0,806 | - | 0,92 | - | - | 0,742 |
| **Total G** | | 4,575 | 41,76 | | | 122,21 | 7,264 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 6,315 | 4,765 | - | - | 28,106 | 10,757 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 4,1 | - | - | 27, 35 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 2,5 | - | - | 22,05 |
| **Si** | **Séisme** | 5,5965 | - | 1,7 | - | - | 9,514 |

*Tableau V. 31.Résultats de la stabilité de premier cas partiel*

| **Les combinaison** | | **$\sum M_s$** | **$\sum M_r$** | **$\sum F_h$** | **$\sum F_v$** | **Fr** | **Fg** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | 1,35G+0,7TP+1,5AM+ GM | 171,6351 | 74,652 | 25,809 | 58,030 | 2,299 | 1,694 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0, 7TP | 171,6351 | 72,002 | 26,884 | 58,030 | 2,384 | 1,627 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | G+AM+GM+TP | 140,426 | 61,008 | 22,416 | 45,238 | 2,302 | 1,521 |
| ELS | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 214,7017 | 84,503 | 31,823 | 61,962 | 2,541 | 1,467 |
| ELS | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 214,7017 | 81,853 | 32,898 | 61,962 | 2,623 | 1,419 |
| ELS | G+AM+GM+TP | 194,146 | 73,475 | 29,932 | 49,529 | 2,642 | 1,247 |
| ELS | G+AM+GM+TP+SI | 194,146 | 82,989 | 35,528 | 49,529 | 2,339 | 1,11 |
| ELA | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 184,6577 | 80,411 | 29,421 | 59,711 | 2,296 | 1,529 |
| ELA | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 184,6577 | 77,761 | 30,496 | 59,711 | 2,375 | 1,475 |
| ELA | G+AM+GM+TP | 150,316 | 67,421 | 26,38 | 46,525 | 2,230 | 1,329 |
| ELA | G+AM+GM+TP+SI | 150,316 | 76,935 | 31,976 | 46,525 | 1,954 | 1,12 |

- ✓ La stabilité partielle 1 de quai au glissement et renversement est vérifiée dans les trois cas statique, dynamique ascendant et descendant.

## V.9.2 vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+bloc 3

*Tableau V. 32.Poids propre des blocs et de deuxième cas partiel*

| Désignation | Poids (T) | X(G) | Y(G) | Ms(tm /ml) | Mr (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Bloc type 3** | 44,35 | 3,55 | 1,25 | 52,48 | 18,479 |
| **Bloc type 4 immergé** | 29,21 | 2,77 | 3,65 | 26,97 | 35,53 |
| **Bloc type 4 émergé** | 10,88 | 2,56 | 4,97 | 9,28 | 18,024 |
| **Poutre de couronnement** | 31,89 | 2,66 | 6,21 | 28,275 | 66,012 |
| **au-dessus du couronnement** | 13,56 | 3,32 | 6,7 | 15,006 | 30,28 |
| **Évidements immerge** | 21,76 | 2,8 | 3,65 | 20,309 | 26,474 |
| **Évidements émergé** | 4,64 | 2,8 | 4,85 | 4,33 | 7,501 |
| **Au-dessus de bloc 3** | 3,80 | 6,35 | 3,80 | 8,043 | 10,187 |
| **Évidements bloc 3** | 23,65 | 2,8 | 1,25 | 22,073 | 9,85 |
| **Total** | 61,49 | - | - | 186,73 | 222,33 |

### V.9.2.1Calcul des Poussées des terres

*Tableau V. 33.de poussée des terres de deuxième cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1=5,625ka1** | 3,385 ka1 | 4,492 ka1 | 7,3 | 2,8 | 24,71ka1 | 12,577ka1 |
| **E2=13,259ka1** | 10,58ka1 | 6,372ka1 | 7,3 | 0,99 | 77,234ka1 | 6,308ka1 |
| **E3=21,01ka1** | 16,779ka1 | 12,644ka1 | 7,3 | 1,15 | 122,421ka1 | 14,54ka1 |
| **Cas statique** | 7,16 | 5,477 | - | - | 29,672 | 7,78 |
| **Cas dynamique ascendant** | 10,299 | 7,991 | - | - | 42,662 | 11,197 |
| **Cas dynamique descendant** | 10,668 | 8,278 | - | - | 44,19 | 11,598 |

### V.9.2.2 Poussées dues à la surcharge de 6 T/ m2

*Tableau V. 34.Poussées dues à la surcharge de deuxième cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1= 9 ka1** | 5,42ka1 | 7,18ka1 | 7,3 | 2,8 | 39,56ka1 | 20,104ka1 |
| **E2=13,8 ka1** | 8,31ka1 | 11,02ka1 | 7,3 | 0,99 | 60,663ka1 | 10,909ka1 |
| **E3= 15 ka1** | 9,03 ka1 | 9,21 ka1 | 7,3 | 1,15 | 65,919ka1 | 10,591ka1 |
| **Cas statique** | 5,3 | 6,38 | - | - | 115,577 | 9,69 |
| **Cas dynamique ascendant** | 7,62 | 9,172 | - | - | 122,299 | 13,935 |
| **Cas dynamique descendant** | 7,89 | 9,446 | - | - | 123,09 | 14,434 |

### V.9.2.3 Poussée due au marnage

*Tableau V. 35.poussée due au marnage de deuxième cas partiel*

| EFFORTS | P (t/m) | EH (t/m) | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **P1** | 0,00 | 0,046 | 0,00 | 4,9 | 0,00 | 0,23 |
| **P2** | 0,00 | 1,48 | 0,00 | 2,4 | 0,00 | 3,55 |

### V.9.2.4 Effort d'amarrage

$$P = \frac{80}{12} = 6{,}67$$

M = 6,67 x (4,8+1,5+0,3) =44, 02T.m / ml

### V.9.2.5 Poussée hydrodynamique

$$P_h = 0{,}9917\, K_h\, \gamma_w\, h^2$$

$$\boldsymbol{P_h = 0,9917 \times 0,15 \times 1,025 \times 4,8^2 = 3,513\ t/ml}$$

Le point d'application de la force :

$$\boldsymbol{y_G = 0,4 \times h = 1,92\ m}$$

### V.9.2.6 Force de séisme

La force sismique est définie par la formule suivante

$$\boldsymbol{F_s = k_h \times P}$$

P : poids partiels du mur de quai : $\boldsymbol{P} = 61{,}49$ t/ ml
Donc : $\boldsymbol{F_s} = 9{,}223\boldsymbol{t/ml}$

### V.9.2.7 Les combinaisons des charges

*Tableau V. 36.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de deuxième cas partiel*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | MSTAB (tm/m) | MRENV (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | | - | 61,49 | - | 2,85 | 186,73 | - |
| **Poussés des terres totales** | | 5,477 | 7,16 | - | - | 29,672 | 7,78 |
| **Poussée due au marnage** | | 0,756 | - | 5 | - | - | 3,78 |
| **Total G** | | 6,233 | 68,65 | - | - | 205,452 | 11,56 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (6 t/m2)** | **TP** | 6,38 | 5,3 | - | - | 115,577 | 9,69 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 6,599 | - | - | 44, 02 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 5,3 | - | - | 46,746 |

*Tableau V. 37.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de deuxième cas partiel*

| Désignation des charges | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | MSTAB (tm/m) | MRENV (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | - | 61,49 | - | 2,85 | 175,78 | - |
| **Poussés des terres totales** | 7,991 | 10,299 | - | - | 42,662 | 11,197 |
| **Poussée hydrodynamique** | 3,513 | - | 1,92 | - | - | 6,745 |
| **Total G** | 11,504 | 71,789 | | | 218,442 | 18,715 |
| **Surcharges** | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 9,172 | 7,62 | - | - | 122,299 | 13,935 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 6,599 | - | - | 44, 02 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 5,3 | - | - | 46,746 |
| **SI** | **Séisme** | 9,223 | - | 3,37 | | - | 31,081 |

*Tableau V. 38.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant de deuxième cas partiel*

| Désignation des charges | | **Fh (t/ml)** | **Fv (t/ml)** | **y (m)** | **x (m)** | **MSTAB (tm/m)** | **MRENV (tm/ml)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Charges permanentes | | | | | | | |
| Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres) | | - | 61,49 | - | 2,85 | 175,78 | - |
| Poussés des terres totales | | 8,278 | 10,668 | - | - | 44,19 | 11,598 |
| Poussée hydrodynamique | | 3,513 | - | 1,92 | - | - | 6,745 |
| Total G | | 11,791 | 72,158 | | | 219,97 | 18,343 |
| Surcharges | | | | | | | |
| TP : Surcharge (4 t/m2) | TP | 9,446 | 7,89 | - | - | 123,09 | 14,434 |
| AM | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 6,599 | - | - | 44, 02 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 5,3 | - | - | 46,746 |
| **SI** | **Séisme** | 9,223 | - | 3,37 | | - | 31,081 |

*Tableau V. 39.Résultats de la stabilité de deuxième cas partiel*

| **Les combinaison** | | $\sum M_s$ | $\sum M_r$ | $\sum F_h$ | $\sum F_v$ | **Fr** | **Fg** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 358,2641 | 135,165 | 31,705 | 96,387 | 2,651 | 2,291 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 358,2641 | 136,528 | 32,780 | 96,387 | 2,624 | 2,216 |
| | G+AM+GM+TP | 321,029 | 112,016 | 28,103 | 73,95 | 2,866 | 1,983 |
| **E** | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 380,506 | 147,7957 | 40,775 | 102,249 | 2,575 | 1,890 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 380,506 | 149,1587 | 41,850 | 102,249 | 2,551 | 1,841 |
| | G+AM+GM+TP | 340,741 | 123,416 | 36,166 | 79,409 | 2,761 | 1,655 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 340,741 | 154,497 | 45,389 | 79,409 | 2,205 | 1,318 |
| ELA | 1,35G+0,7TP+1,5AM+GM | 383,1225 | 147,6428 | 41,355 | 102,93 | 2,595 | 1,876 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 383,1225 | 149,0058 | 42,430 | 102,936 | 2,571 | 1,828 |
| | G+AM+GM+TP | 343,06 | 123,543 | 36,727 | 80,048 | 2,777 | 1,642 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 343,06 | 154,624 | 45,95 | 80,048 | 2,219 | 1,313 |

- ✓ La stabilité de deuxième cas partielle de quai au glissement et renversement est vérifiée dans les trois cas statique, dynamique ascendant et descendant.

## V.9.2 vérification de la stabilité partielle poutre de couronnement + bloc 4+bloc 3+bloc 2

*Tableau V. 40.Poids propre des blocs de troisième cas partiel*

| Désignation | Poids (t) | X(G) | Y(G) | Ms (tm/ 3ml) | Mr (tm/3ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **Bloc type 2** | 52,75 | 3,95 | 1,25 | 69,45 | 21,979 |
| **Bloc type 3** | 44,35 | 3,55 | 3,75 | 52,48 | 55,43 |
| **Bloc type 4 immergé** | 29,21 | 2,79 | 6,15 | 27,16 | 59,88 |
| **Bloc type 4 émergé** | 10,88 | 2,56 | 7,47 | 9,284 | 27,09 |
| **Poutre de couronnement** | 32,61 | 2,66 | 8,71 | 28,91 | 94,677 |
| **Sol 1 (au-dessus du couronnement)** | 13,56 | 3,32 | 8,9 | 15,01 | 40,228 |
| **Sol 2 (dans les évidements immerge)** | 21,76 | 2,8 | 6,15 | 20,30 | 44,608 |
| **Sol 2 (dans les évidements émergé)** | 4,64 | 2,8 | 7,35 | 4,33 | 11,368 |
| **Sol 3 (au-dessus de bloc 3)** | 3,80 | 6,35 | 6,15 | 8,04 | 7,79 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Sol 4 (dans les évidements bloc 3)** | 23,65 | 2,8 | 3,75 | 22,07 | 29,567 |
| **Sol 5 (au-dessus de bloc 2)** | 4,22 | 7,5 | 4,9 | 10,55 | 6,892 |
| **Sol 6 (dans les évidements bloc 2)** | 23,65 | 2,8 | 1,25 | 22,07 | 9,854 |
| **Total** | 88,36 | - | - | 289,63 | 409,36 |

### V.9.3.1 Calcul des Poussées des terres

*Tableau V. 41.de poussée des terres de troisième cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1=5,625ka1** | 3,385 ka1 | 4,492 ka1 | 8,2 | 2,8 | 27,757ka1 | 12,5776ka1 |
| **E2=13,259ka1** | 10,58ka1 | 6,372ka1 | 8,2 | 0,99 | 86,756ka1 | 6,308ka1 |
| **E3=21,01ka1** | 16,779ka1 | 12,644ka1 | 8,2 | 1,15 | 137,596ka1 | 14,54ka1 |
| **E4= 27,7875ka1** | 22,19ka1 | 16,722ka1 | 8,2 | 1,19 | 181,958ka1 | 19,89918 |
| **Cas statique** | 12,33 | 9,37 | - | - | 128,581 | 11,891 |
| **Cas dynamique ascendant** | 17,729 | 13,46 | - | - | 145,403 | 17,864 |
| **Cas dynamique descendant** | 18,364 | 13,942 | - | - | 150,612 | 18,503 |

### V.9.3.2 Poussées dues à la surcharge de 6 T/ m2

*Tableau V. 42.Poussées dues à la surcharge de troisième cas partiel*

| Effort | PV | Ph | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E1= 9 ka1** | 5,42ka1 | 7,18ka1 | 8,2 | 2,8 | 44,444ka1 | 20,104ka1 |
| **E2=13,8 ka1** | 8,31ka1 | 11,02ka1 | 8,2 | 0,99 | 68,142ka1 | 10,909ka1 |
| **E3= 15 ka1** | 9,03 ka1 | 9,21 ka1 | 8,2 | 1,15 | 74,046ka1 | 10,592ka1 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **E4=15 ka1** | 9,03 ka1 | 7,21 ka1 | 8,2 | 1,19 | 74,046ka1 | 8,579ka1 |
| **Cas statique** | 7,41 | 8,06 | - | - | 60,737 | 11,692 |
| **Cas dynamique ascendant** | 10,653 | 11,588 | - | - | 87,327 | 16,81 |
| **Cas dynamique descendant** | 11,035 | 12,003 | - | - | 90,455 | 17,412 |

### V.9.3.3 Poussée due au marnage

*Tableau V. 43.Poussée due au marnage de troisième cas partiel*

| EFFORTS | P (t/m) | EH (t/m) | XG (m) | YG (m) | MStab (tm/ml) | MRenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **P1** | 0,00 | 0,046 | 0,00 | 7,4 | 0,00 | 0,34 |
| **P2** | 0,00 | 2,24 | 0,00 | 3,7 | 0,00 | 8,29 |

### V.9.3.4 Effort d'amarrage

$$P = \frac{80}{12} = 6{,}67$$

M = 6,67 x (7,3+1,5+0,3) =60,697t.m / ml

### V.9.2.5 Poussée hydrodynamique

$$P_h = 0{,}9917\, K_h\, \gamma_w\, h^2$$

$$\boldsymbol{P_h = 0,9917 \times 0,15 \times 1,025 \times 7,3^2 = 8,125 t/ml}$$

### V.9.3.5 Force de séisme

La force sismique est définie par la formule suivante

$$\boldsymbol{F_s = k_h \times P}$$

P : poids partiels du mur de quai : $\boldsymbol{P} = 88{,}36$t/ ml
Donc : $\boldsymbol{F_s} = 13{,}254\ \boldsymbol{t/ml}$

### V.9.3.6 Les combinaisons des charges

*Tableau V. 44.Récapitulatif des efforts dans le cas statique de troisième cas partiel*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | Mstab (tm/m) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai,couronnement, poids des terres)** | | - | 88,36 | - | 2,57 | 289,63 | |
| **Poussés des terres totales** | | 9,37 | 12,33 | - | - | 128,581 | 11,891 |
| **Poussée due au marnage** | | 2,286 | - | 3,78 | - | - | 8,63 |
| **Total G** | | 11,656 | 100,69 | - | - | 355,421 | 20,521 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 8,06 | 7,41 | - | - | 60,737 | 11,692 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 9,1 | - | - | 60,697 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 8,1 | - | - | 71,442 |

*Tableau V. 45.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique ascendant de troisième cas partiel*

| Désignation des charges | | Fh (t/ml) | Fv (t/ml) | y (m) | x (m) | Mstab (tm/m) | Mrenv (tm/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai,couronnement, poids des terres)** | | - | 88,36 | - | 2,57 | 226,84 | - |
| **Poussés des terres totales** | | 13,46 | 17,729 | - | - | 145,403 | 17,864 |
| **Poussée hydrodynamique** | | 8,125 | | 2,92 | | | 23,726 |
| **Total G** | | 21,585 | 106,329 | | | 372,243 | 41,59 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 11,588 | 10,653 | - | - | 87,327 | 16,81 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 9,1 | - | - | 60,697 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 8,1 | - | - | 71,441 |
| **SI** | **Séisme** | 13,054 | | 4,5 | | | 59,643 |

*Tableau V. 46.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique descendant de troisième cas partiel*

| **Désignation des charges** | | **Fh (t/ml)** | **Fv (t/ml)** | **y (m)** | **x (m)** | **Mstab (tm/m)** | **Mrenv (tm/ml)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Charges permanentes** | | | | | | | |
| **Poids propre (blocs de quai, couronnement, poids des terres)** | | - | 88,36 | - | 2,57 | 289,63 | - |
| **Poussés des terres totales** | | 13,942 | 18,364 | - | - | 150,612 | 18,503 |
| **Poussée hydrodynamique** | | 8,125 | | 2,92 | | | 23,725 |
| **Total G** | | 22,067 | 107 | | | 377,452 | 42,225 |
| **Surcharges** | | | | | | | |
| **TP : Surcharge (4 t/m2)** | **TP** | 12,003 | 11,035 | - | - | 90,455 | 17,412 |
| **AM** | **Bollard (80T)** | 6,67 | - | 9,1 | - | - | 60,697 |
| **GM** | **Grue mobile** | 8,82 | - | 8,1 | - | - | 71,441 |
| **SI** | **Séisme** | 13,054 | | 4,5 | | | 59,643 |

*Tableau V. 47.Résultats de la stabilité de troisième cas partiel*

| | **Les combinaison** | $\sum M_s$ | $\sum M_r$ | $\sum F_h$ | $\sum F_v$ | **Fr** | **Fg** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | **1,35G+0,7TP+1,5AM+GM** | 522,334 | 198,375 | 40,202 | 141,11 | 2,633 | 2,645 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 522,334 | 203,747 | 41,277 | 141,11 | 2,564 | 2,576 |
| | G+AM+GM+TP | 416,158 | 164,352 | 35,206 | 108,1 | 2,532 | 2,314 |
| **ELS** | **1,35G+0,7TP+1,5AM+GM** | 563,656 | 230,4 | 56,076 | 151,00 | 2,446 | 2,029 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 563,656 | 235,772 | 57,151 | 151,00 | 2,391 | 1,991 |
| | G+AM+GM+TP | 459,57 | 190,538 | 48,663 | 116,98 | 2,412 | 1,811 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 459,57 | 250,181 | 61,717 | 116,98 | 1,837 | 1,428 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELA | **1,35G+0,7TP+1,5AM+GM** | 572,878 | 231,6786 | 57,017 | 152,17 | 2,473 | 2,011 |
| | 1,35G+1,5GM+AM+0,7TP | 572,878 | 237,0506 | 58,092 | 152,17 | 2,417 | 1,974 |
| | G+AM+GM+TP | 467,907 | 191,775 | 49,56 | 118,03 | 2,440 | 1,795 |
| | G+AM+GM+TP+SI | 467,907 | 251,418 | 62,614 | 118,03 | 1,861 | 1,420 |

- ✓ La stabilité de troisième cas partiel de quai au glissement et renversement est vérifiée dans les trois cas statique, dynamique ascendant et descendant.
  - ➢ Cas dynamique descendant

## V.11. CONCLUSION

Apres avoir défini et calculé les différentes charges permanentes et d'exploitation agissantes sur le quai, étend tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) dans les deux cas statique et dynamique.

# Chapitre VI ➡ Étude de dimensionnement et calcul des armatures de la poutre de couronnement

# VI.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre est consacré au dimensionnement de la poutre de couronnement et à la détermination de son ferraillage. Il s'appuie sur l'évaluation des sollicitations et le respect des exigences normatives afin d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

# VI .2. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

Il est à noter que la poutre de couronnement constitue un élément structural essentiel assurant le chaînage et la rigidification longitudinale de l'ouvrage. Elle joue un rôle fondamental dans la transmission et la répartition des efforts entre les différents composants de la structure, tout en contribuant à la protection de la tête du mur de quai contre les sollicitations extérieures.

Les profils détaillés relatifs à la poutre de couronnement sont présentés ci-après.

.

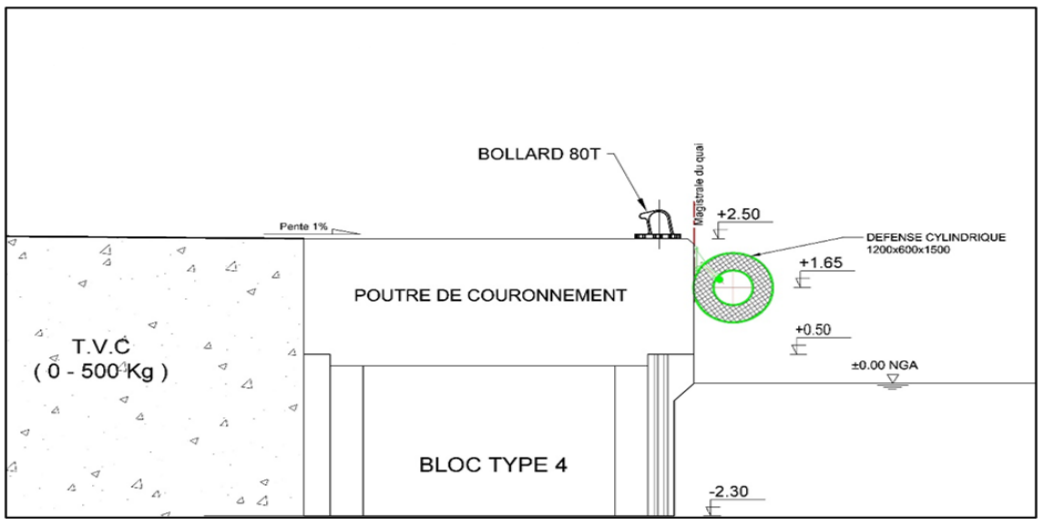



*Figure .VI. 1.* Profil du couronnement

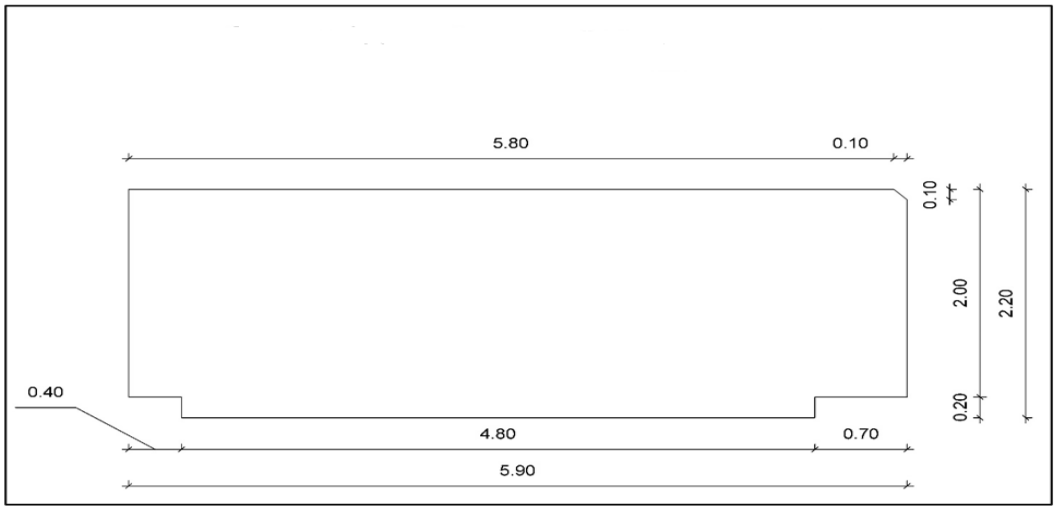



*Figure .VI. 2.Coffrage de la poutre de couronnement -entre-joints, L=12m*

### VI .2.1. Disposition de la poutre de couronnement par rapport aux positions des blocs de quai

La poutre de couronnement du quai -9.00m est constituée de plots de 12 m de longueur séparés par des joints. Et chaque plot comporte en son milieu un bollard de 80t et une dépense d'accostage cylindrique 1200 x 600 x1500. La disposition du plot de la poutre de couronnement par rapport aux positions des blocs de quai est présentée comme suit :

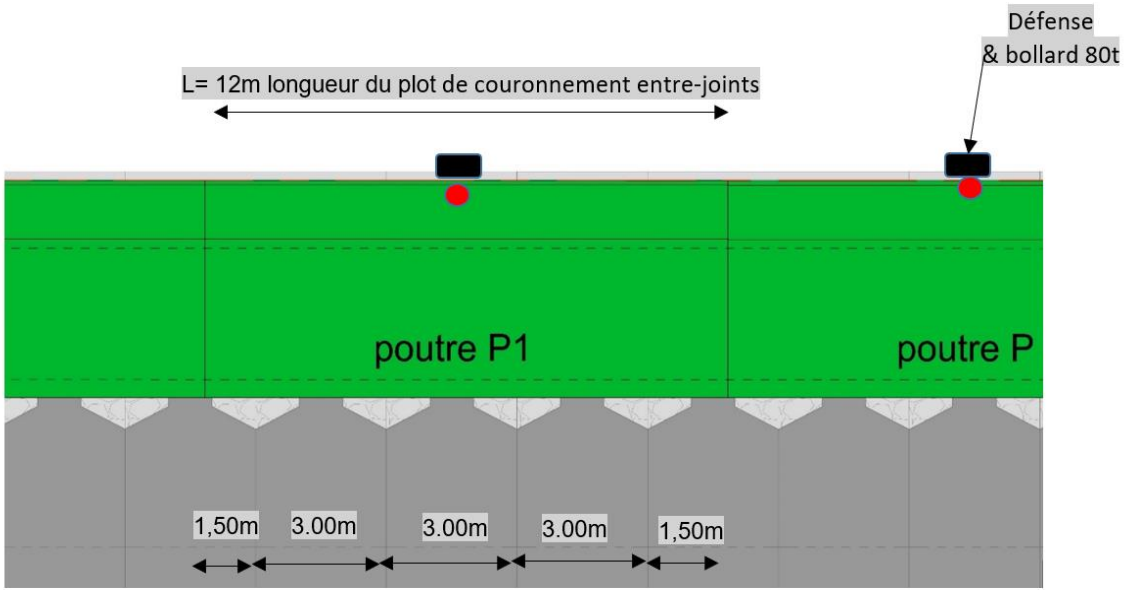



*Figure .VI. 3. Disposition longitudinale de la poutre de couronnement*

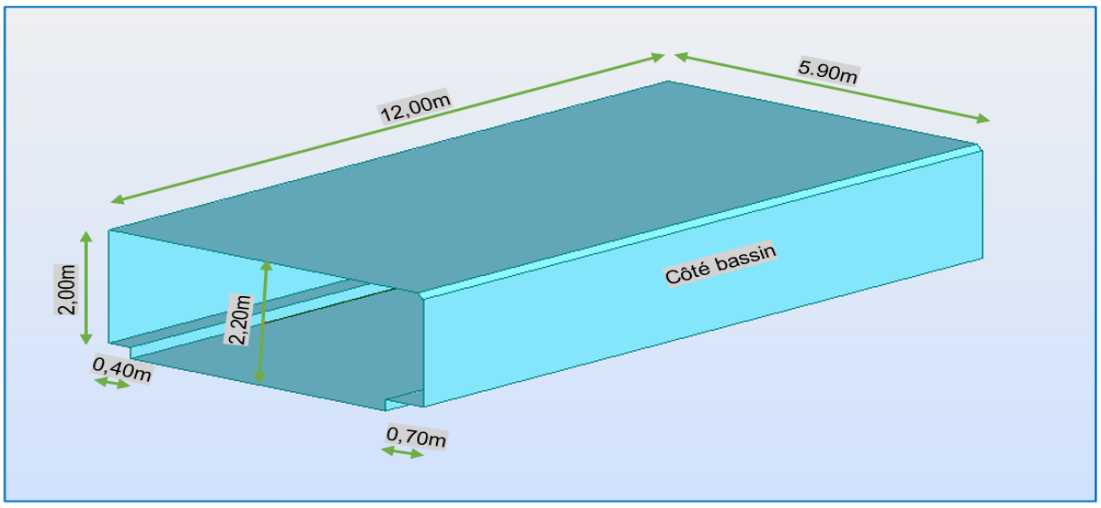



*Figure .VI. 4. Modélisation tridimensionnelle de la poutre de couronnement et caractéristiques dimensionnelles*

### VI .2.2. Modélisation de la poutre de couronnement

La modélisation de la poutre de couronnement au logiciel Robot RSA

- **Normes de conception** *:*

BAEL 91 ;
RPA99 (2024).

### VI .2.2.1. Hypothèses et données de calcul

Le dimensionnement de la poutre de couronnement est réalisé sur la base des hypothèses suivantes :

- Résistance du béton : fc28 = 30 MPa
- Acier : FeE400
- Enrobage ≥ 7 cm
- Fissuration très préjudiciable

La poutre de couronnement est vérifiée dans des conditions de sécurité extrêmes, afin de tenir compte des situations les plus défavorables pouvant résulter de tassements différentiels des piles de blocs constituant le quai. Dans ce cadre, trois cas de calcul ont été considérés :

**Cas 1 :** la poutre de couronnement est modélisée en console aux extrémités sur une longueur de 1,50 m, simulant le tassement des piles d'extrémité ;

**Cas 2 :** la poutre de couronnement est supposée sans appui sur une longueur de 3,00 m au niveau central, représentant le tassement de la pile de blocs intermédiaire ;

**Cas 3 :** la poutre de couronnement reposant sur la pile d'extrémité gauche de 1.50m et encastrée à droite.

- La poutre de couronnement est modélisée comme une dalle travaillant en flexion bidirectionnelle, générant les moments Mxx et Myy. L'analyse de ces sollicitations permet de déterminer la répartition des armatures selon les zones tendues.
  La figure ci-dessous présente la convention des moments ainsi que les coupes A-A et B-B utilisées pour le ferraillage :

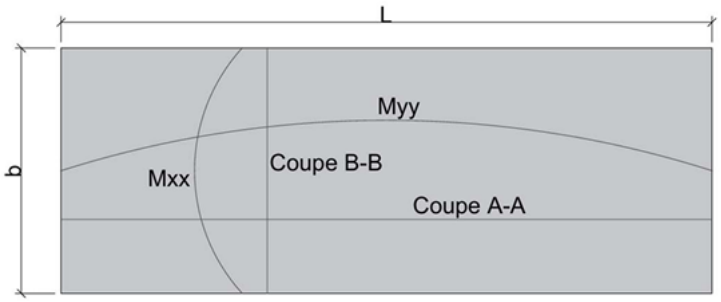



*Figure .VI. 5 Convention des moments sur une dalle de longueur L et largeur b.*

- Les dimensions du plot de la poutre de couronnement retenues pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Longueur : 12,00 m ;
- Largeur : 5,90 m ;
- Hauteur : 2,16 m, correspondant à une valeur moyenne tenant compte de la partie encastrée dans les blocs de quai.

### VI .2.3. Surcharges appliquées

- Poids propre ; Charge permanente (G)
- Les surcharges d'exploitation courantes sont définies comme suites :
- Conteneurs 40 pieds superposés (entreposage provisoire, max 02 unités)

$$35t \times 2 = 70t \rightarrow {}^{70t}/_{12\,m\,(longueur)} = {}^{5,83}/_{2.40(largeur)} = 2{,}43t/m^2$$

- Camions Bc 30t, essieu 12t, soit 6t ponctuelles séparées de 1.50m et de 2m.
- Stacker CS 45, 0.62 kg/cm² =6.2 t/m$^2$ localisées sur 02 pneus (surface de contact 1.27 m x 0.635 m).

Comparativement, il est opté pour une surcharge d'exploitation uniformément répartie de **6 t/m² = 60 KPa**

- ✓ Effort d'amarrage : 01 bollard de 80t distribué sur la longueur entre joints qui est de 12m

Q=80t/12m =6.67t/ml (poutre assez rigide pour supposer une répartition uniforme)

- ✓ Sollicitations induites :

Afin de prendre en compte les incertitudes et les effets dynamiques, les sollicitations sont majorées de 20 %

*Tableau.VI. 1* Détermination des sollicitations maximales (moment fléchissant et effort tranchant)

| *Type de sollicitation* | *Formule* | *Valeur initiale* | *Valeur majorée* |
|---|---|---|---|
| ***Moment fléchissant*** | $M = \frac{1}{8}qL^2$ | *120 T·m* | *144 T·m* |
| ***Effort tranchant*** | $T = \frac{1}{2}qL$ | *40 T* | *48 T* |

**1.Cas 1 : la poutre de couronnement est modélisée en console aux extrémités sur une longueur de 1,50 m**

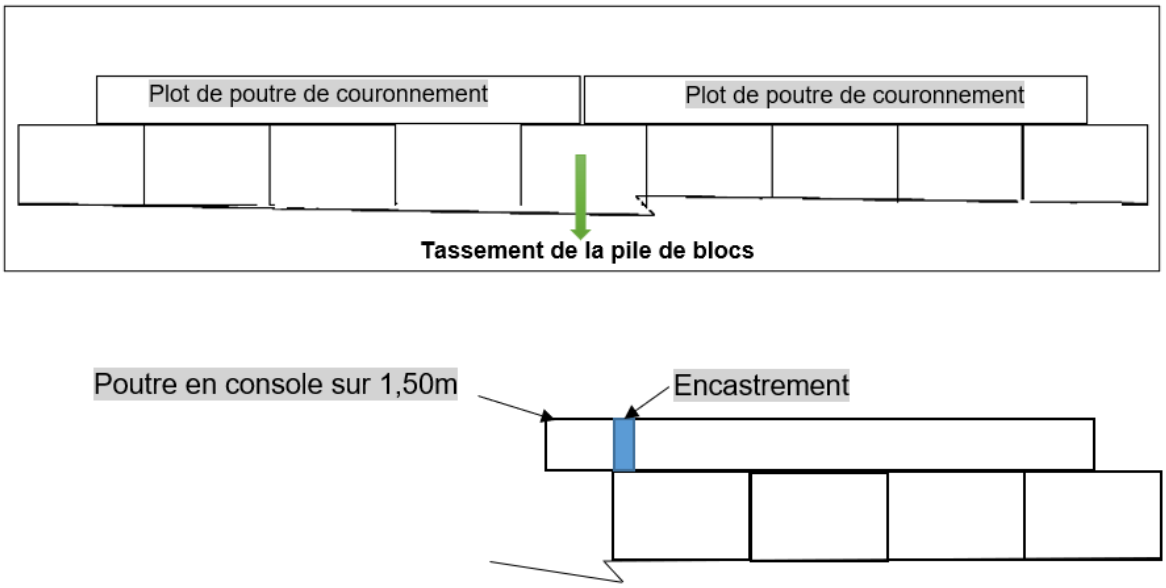



*Figure .VI. 6. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement (tassement des piles d'extrémités).*

- Modélisation aux chargements :

- Surcharge : 6t/m²=60 KPa ;
- Poutre en console, encastrée aux extremités, sur 1.50 m ;
- Poutre simplement posée sur les autres piles de blocs –centraux- de quai.

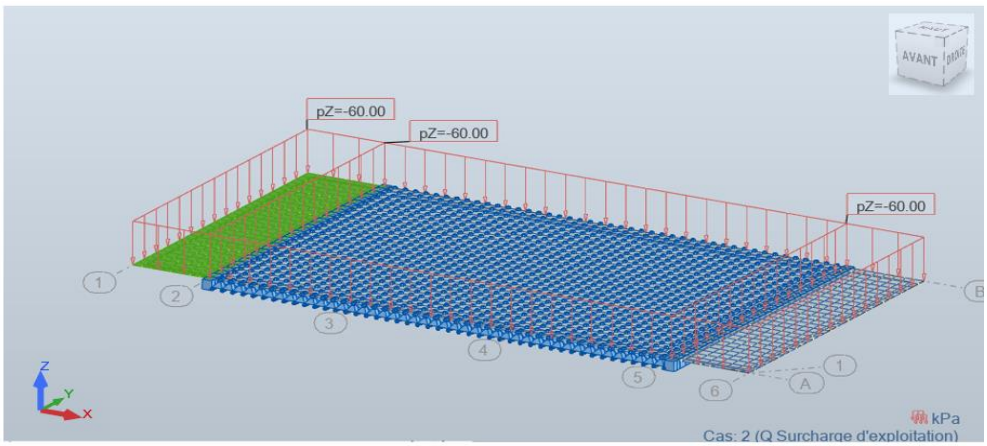



*Figure .VI. 7 charge d'exploitation Q).*

- Les résultats du moment Mxx et Myy maximal sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau.VI. 2Tableau. Mxx et Myy,max de la dalle.*

| Cas 1 | ELU | ELS |
|---|---|---|
| **Mxx (KN.m)** | 201,69 | 139,68 |
| **Myy (KN.m)** | 41,31 | 28,61 |

**2.Cas 2 : la poutre de couronnement est supposée sans appui sur une longueur de 3,00 m au niveau central, représentant le tassement de la pile de blocs intermédiaire**

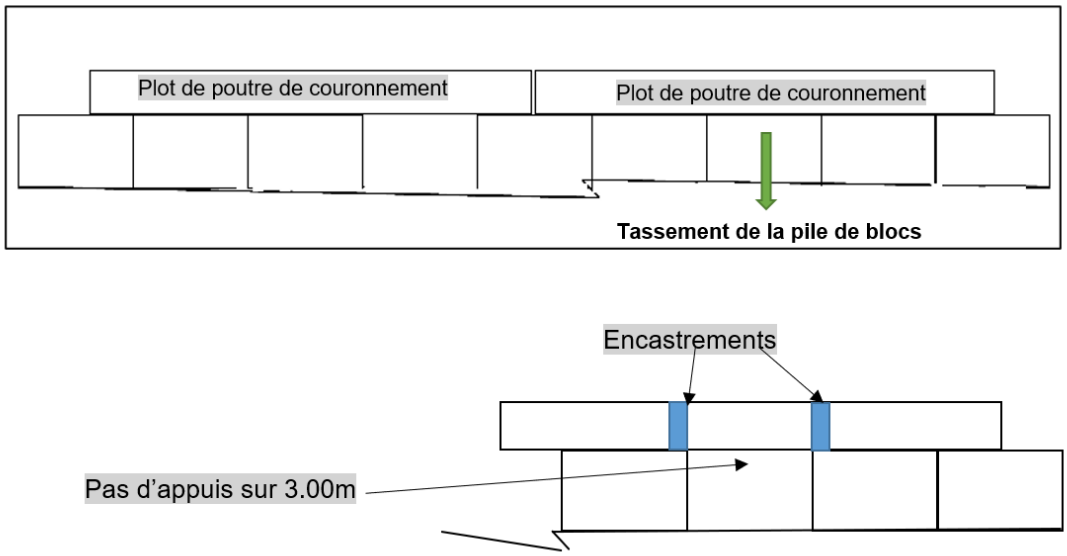



*Figure .VI. 8. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement (tassement de la pile de blocs du milieu).*

- **Modélisation aux chargements :**
  - Surcharge : 6t/m²=60 KPa ;
  - Poutre encastrée aux extrémités de la pile tassée ;
  - Poutre simplement posée sur les autres piles de blocs de quai.

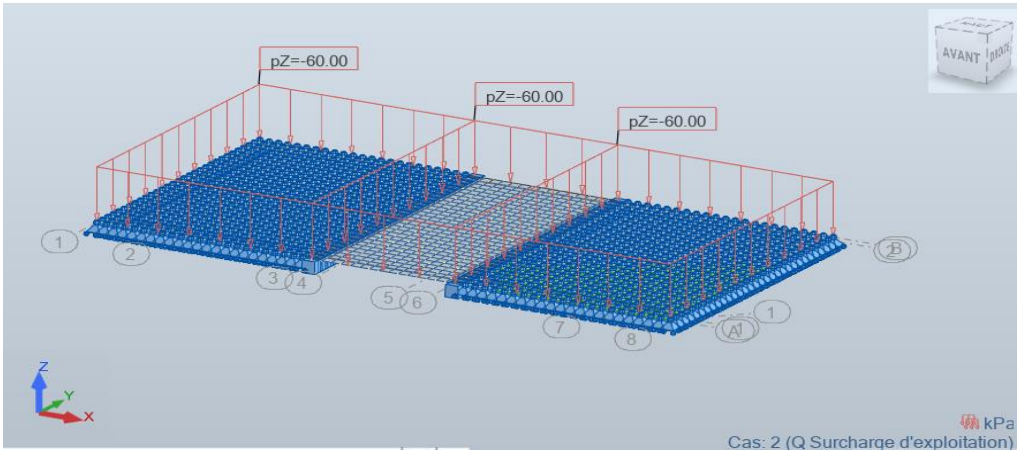



*Figure .VI. 9. Vue axonométrique du modèle numérique sous Robot Structural Analysis (Cas de charge d'exploitation Q).*

- Les résultats du moment Mxx et Myy maximal sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau.VI. 3Tableau. Mxx et Myy,max de la dalle.*

| Cas 2 | ELU | ELS |
|---|---|---|
| **Mxx (KN.m)** | 123,36 | 85,43 |
| **Myy (KN.m)** | 24,67 | 17,09 |

## 3.Cas 3 : la poutre de couronnement reposant sur la pile d'extrémité gauche de 1.50m et encastrée à droite

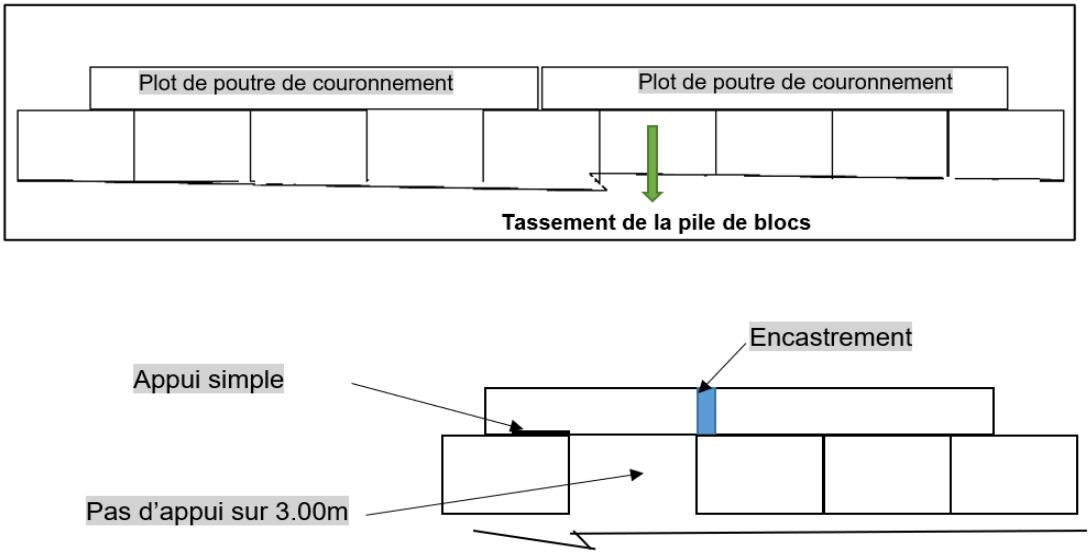



*Figure .VI. 10. Schéma de principe du fonctionnement en console d'une poutre de couronnement*

➢ **Modélisation aux chargements :**

- Surcharge : 6t/m²=60 KPa ;
- Poutre encastrée à l'extrémité droite de la pile tassée ;
- Poutre simplement posée à son extrémité gauche ;
- Poutre simplement posée sur les autres piles de blocs.

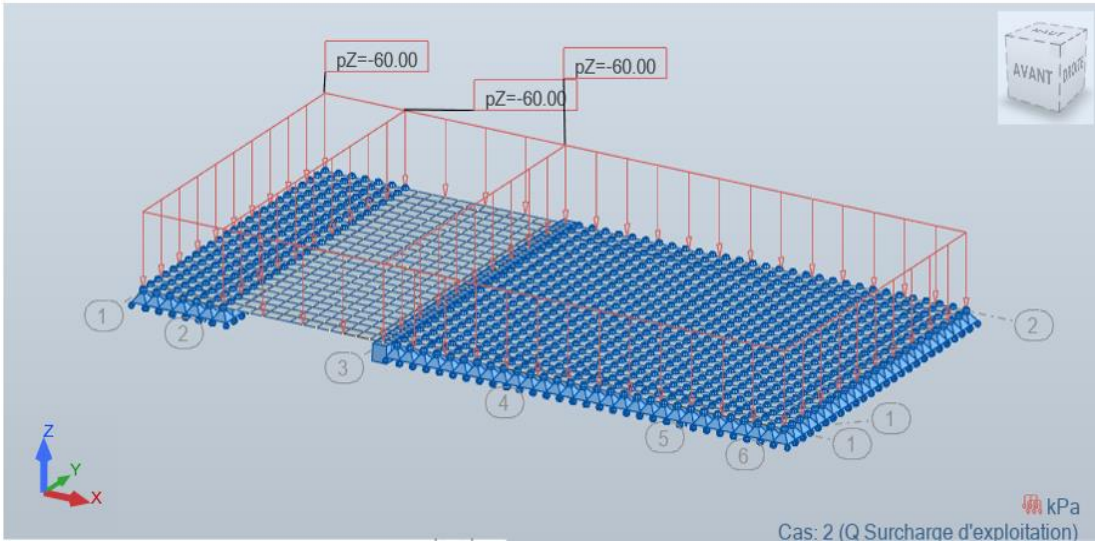



*Figure .VI. 11. Vue axonométrique du modèle numérique sous Robot Structural Analysis (Cas de charge d'exploitation Q).*

➢ Les résultats du moment Mxx et Myy maximal sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau.VI. 4. Mxx et Myy,max de la dalle.*

| Cas 3 | ELU | ELS |
|---|---|---|
| **Mxx (KN.m)** | 127,48 | 90,06 |
| **Myy (KN.m)** | 25,50 | 18,01 |

.

# VI.3. Ferraillage de la poutre de couronnement

## VI.3.1. Sous charges verticales

Les 03 cas simulés ont présenté le même ferraillage aussi dans les zones supérieures et inférieures, à savoir, dans la direction des X : 16,83 cm²/ml et dans le sens des Y : 16,50 cm²/ml.

### VI.3.1.1. Vérification à la condition de non-fragilité

Les caractéristiques mécaniques des matériaux retenues pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Limite d'élasticité de l'acier : feE= 400 MPa
- Résistance caractéristique du béton à 28 jours : fc28=30 MPa (à la condition réelle).
- Résistance en traction du béton : ft28=2,4 MPa

Avec : $ft28 = 0{,}6 + 0{,}06fc28$

Les paramètres géométriques de la section sont :

- Largeur : b=5.90 m
- Hauteur utile : $d = 2{,}16 - 0{,}07 - \frac{0{,}02}{2} = 2{,}08\ m$

$$As \geq 0{,}23\frac{ft28}{fe}bd \rightarrow AS \geq 0{,}23 \times \frac{2{,}4}{400} \times 5{,}9 \times 2{,}08 \times 10^4$$

$$As = 169{,}35cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{\textit{28,70 cm}}^{\textbf{\textit{2}}}\textbf{\textit{/ml}}$$

## VI .3.2. Ferraillage latéral

- **Sous charges horizontales (effort d'amarrage)**

On a :

- Mser = 120 x 1.20 = 144 T.m ≈ 1.44 M N.m
- b = 2,16 m ; h = 5.90 m ⟶ d = 5.83 m

- Dimensionnement en flexion simple :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 18$ MPa ; $ft28 = 0{,}6 + 0{,}06fc28 = 2{,}4$ MPa

Fissuration Très préjudiciable donc : $\sigma st$ =min {0,8(2/ 3) $fe$ ; max{0,4$fe$;88$\sqrt{\eta ftj}$} =172,44 $MPa$

Avec, η = 1,6 (pour les aciers HA)

$$X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = 3{,}56 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 4{,}64 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \overline{\sigma}_{bc} X Z = 321{,}12 \text{ M N.m}$$

Mser = 144 T.m ≈ 1.44 M N.m

$M_{Ser} < \overline{M}_1 \Longrightarrow \quad A_S = \frac{M_{Ser}}{Z\overline{\sigma}_{st}} = 17{,}99$ cm2 ; soit 8,328 cm²/ml.

**Condition de non fragilité**

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} b\,d = 173{,}78$ cm2 , soit 80.45 cm²/ml.

- Conformément au règlement BAEL, pour la condition de non fragilité, les armatures longitudinales doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.
- Donc le ferraillage minimum /ml= la section (216 x 100) x 0.001=21.6 cm², soit : 7xHA20/15cm=21.99 cm²/ml.

Aussi, horizontalement, la poutre de couronnement est imbriquée aux blocs supérieurs du quai.

## VI. 3.3. Vérification à l'effort tranchant

- **A l'Effort horizontal** :

On a : $T = \frac{1}{2} \times 6{,}67 \times 12^2 = 40\ T$

En majorant de 20% l'effort tranchant, on obtient :

$T = 40 \times 1{,}2 = 48$ $T$=0,48 MN

**1/VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LE BETON**

1-1/ Calcul de $\tau_u^{Max} = \frac{V_u^{Max}}{b_0 d}$

Avec :

$V_u^{Max}$= Effort tranchant maximal à l'ELU de l'élément considéré ;

$b_0$= largeur de la poutre ou de la nervure au droit de $V_u^{Max}$ ;

d = hauteur utile (valeur réelle)

$$\tau_u^{Max} = \frac{V_u^{Max}}{b_0 d} = \frac{0{,}48}{5{,}83 \times (0{,}9 \times 2{,}16)} = 0{,}042 MPa$$

On a $\tau_b = Min\left(\frac{0{,}15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$=3,0 MPa (Fissuration très préjudiciable)

Donc, $\tau_u^{Max} = 0{,}042\ MPa < \tau_b = 3{,}0\ MPa$

**2/CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES**

- L'espacement minimale correspondant à la section minimale de $A_t$:

$A_t \geq \frac{0{,}4\ b_0\ s_t}{f_e}$ ; Pour St = 15 cm $\Longrightarrow A_t \geq 4{,}32$ cm$^2$

## VI .3.4. Ferraillage adopté de la poutre de couronnement

En combinant les résultats des ferraillages obtenus des différentes simulations de tassements des plots de blocs de quai, de celui dû aux effets d'amarrage et des conditions de non fragilité, on adopte le ferraillage principal suivant :

- Armatures supérieures HA20/15cm ;
- Armatures inférieures HA20/15cm ;
- Armatures latérales HA20/15 cm ;
- Cadres extérieures HA16/15cm.

➢ Les plans détaillés de ferraillage de la poutre de couronnement sont reportés en annexe.

## VI .4. CONCLUSION

Ce chapitre présente le dimensionnement et la vérification de la poutre de couronnement sous diverses sollicitations, conformément aux règlements BAEL et RPA.

Les analyses numériques ont identifié les zones critiques, permettant de définir un ferraillage optimal pour la structure.

La configuration adoptée garantit ainsi la résistance, la stabilité et la durabilité du quai face aux conditions d'exploitation et de tassement les plus défavorables.

# *Chapitre VII ➡Méthodologie des travaux d'exécution du quai en blocs*

# VII.1 INTRODUCTION

Le mur de quai de servitude, situé au niveau du chantier commercial, est constitué de blocs en béton de masse superposés, dont la géométrie varie selon la profondeur. Cette conception permet d'obtenir une structure monolithique capable de résister aux tassements différentiels tout en optimisant le volume de béton grâce à la configuration spécifique des éléments. Ce quai représente un projet où la technique s'allie à l'innovation, visant à réaliser un ouvrage d'excellence, tout en respectant scrupuleusement les normes en vigueur, ainsi que les délais et les coûts établis.

# VII.2 DRAGAGE ET DEROCTAGE DES SOUILLES

Le dragage consiste à extraire les sédiments et matériaux déposés au fond des plans d'eau afin de creuser, entretenir ou approfondir les bassins et chenaux portuaires. Cette opération est réalisée à l'aide d'engins et de navires spécialisés adaptés aux conditions du site. Les matériaux extraits sont ensuite évacués vers des zones de dépôt à terre ou rejetés en mer dans des sites définis.

Le déroctage consiste à fragmenter ou enlever les roches présentes au fond marin ou dans le sol afin d'atteindre les profondeurs nécessaires aux travaux portuaires et maritimes. Cette opération est réalisée à l'aide d'engins spécialisés ou par explosifs, selon la nature et la dureté des roches.

## VII.2.1 Phasage des travaux de dragage

### VII.2.1.1 Analyse préalable du site

Avant de procéder aux opérations de dragage et de déroctage, un plan bathymétrique contradictoire sera soumis au maître d'ouvrage. Ce plan comprendra :

- Des levés bathymétriques destinés à déterminer la topographie des fonds marins.
- Des analyses géotechniques visant à caractériser la nature des sédiments présents.
- Une évaluation environnementale visant à mesurer les impacts sur le milieu affecté.

Cette approche garantira une compréhension approfondie des enjeux techniques et environnementaux associés au projet.

### VII.2.1.2 Dimensionnement du matériel de dragage

Le dragage pour les souilles jusqu'à la cote -12,10m, se fera par voie terrestre à l'aide d'une grue longue portée muni d'une benne preneuse ou par voie maritime à l'aide d'un navire de dragage et déroctage appelons le désagrégateur.

Les matériaux dragués seront évacués en dehors de la zone des travaux dans un endroit agréé par le maître de l'ouvrage soit la zone d'immersion.

Des levés bathymétriques seront exécutés pour chaque achèvement des travaux pour déterminer les cubatures.

L'opération de dragage sera conduite de façon à éviter toute excavation importante hors profils et à ne causer aucun désordre aux ouvrages édifiés ou en cours de réalisation.

### VII.2.1.3 Définition du plan de dragage

Un séquençage détaillé des opérations doit être établi en précisant :

- Les zones à traiter et l'ordre des passes de dragage
- Les cotes cibles à atteindre
- Les cadences de production attendues
- Les mesures environnementales associées

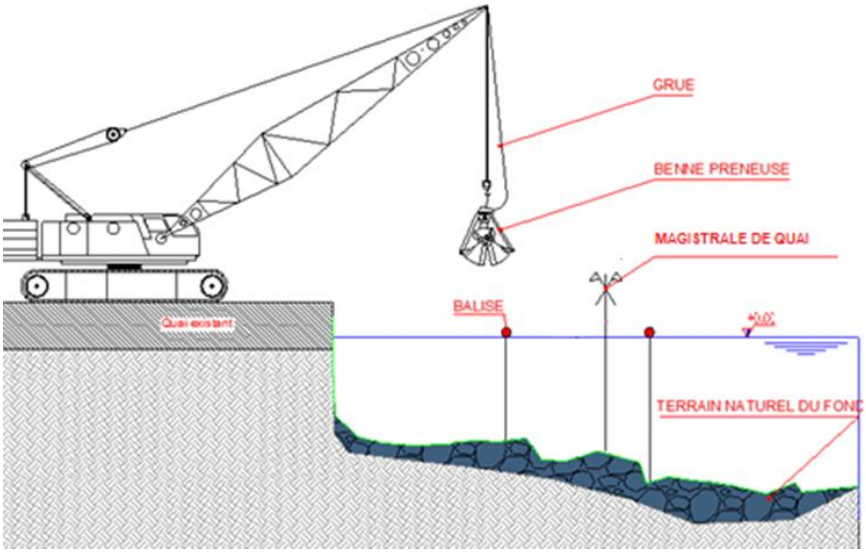



*Figure VII. 1.Balisage de l'emprise de la couche d'assise*

➢ Estimation des quantités des matériaux dragués

*Tableau VII. 1Quantités des matériaux dragués*

| | **Dragage des souilles** | **Déroctage de souille** |
|---|---|---|
| **Quantité ($m^3$)** | 11 473 $m^3$ | 12 395 $m^3$ |

### VII.1.1.4 Réalisation des travaux de dragage

La bonne exécution requiert :

- Le suivi en continu des opérations
- Le contrôle bathymétrique des profondeurs atteintes
- Le respect des procédures environnementales
- La traçabilité des déblais et leur acheminement vers les sites de dépôt autorisés

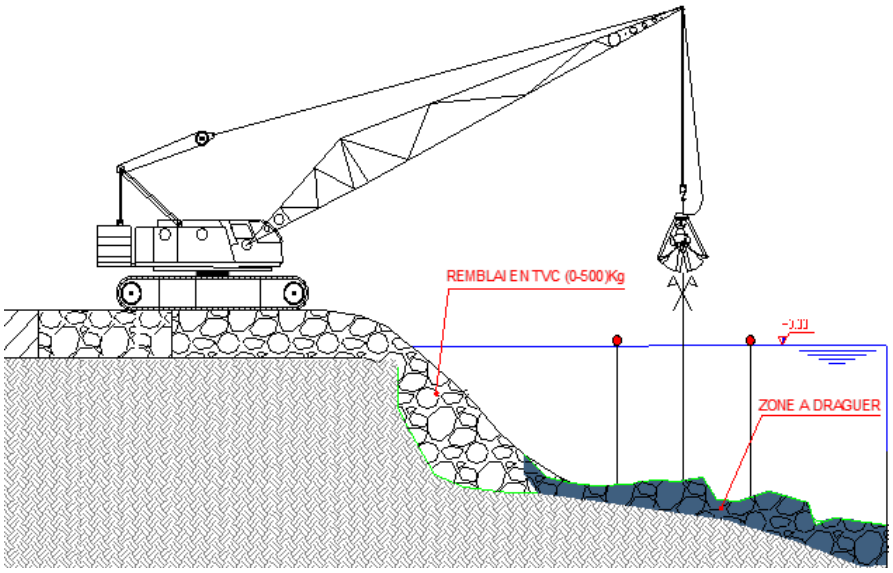



*Figure VII. 2. Dragage déroctage des souilles*

### VII.2.1.5 Opérations de finition

Une fois le gros-œuvre terminé, des travaux complémentaires sont nécessaires :

- Un dragage de finition pour affiner le profil et nettoyer d'éventuels reliquats.
- Une passe d'inspection visuelle par plongeurs.
- Le relevé bathymétrique final pour validation par le maître d'œuvre.

## VII.2 PREPARATION DE LA COUCHE D'ASSISE DES BLOCS DE QUAIS

A l'aide d'une grue à treillis de 150T équipée d'une benne preneuse le phasage des travaux sera comme suit :

- Mise en place d'enrochement (1-15kg) de -12,10 à – 10,10 NGA.
- Mise en place de ballast (40-70mm) couche de réglage de 30cm, de -10,10 NGA à -9,00 NGA.

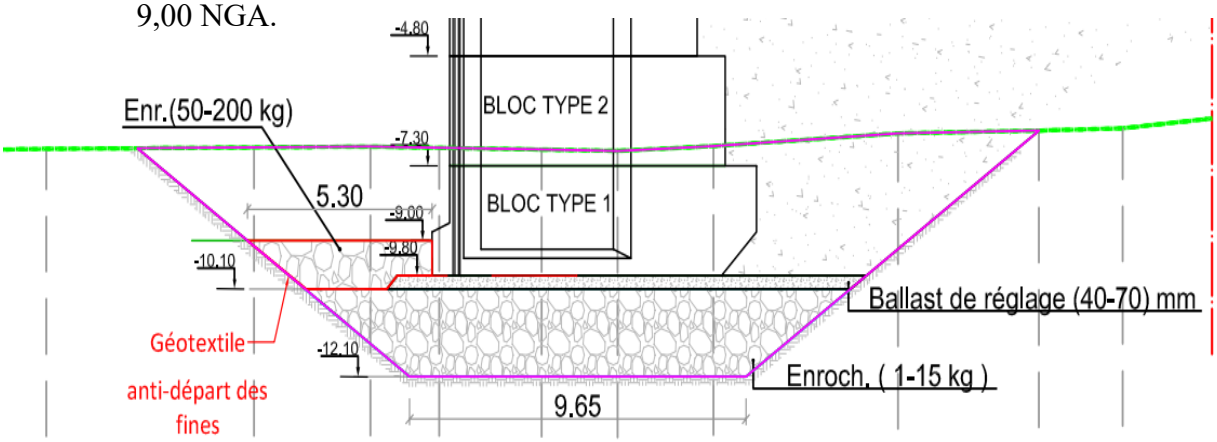



*Figure VII. 3. Dimensionnement couche d'assise de blocs de quai*

### VII.2.1 Préparation de la plateforme

Avant l'apport des matériaux, il est impératif de procéder à un nettoyage du fond de forme afin d'éliminer les sédiments résiduels. Cela garantira une surface ferme et régulière. Par la suite, un géomètre expert réalisera un levé bathymétrique ainsi qu'un piquetage du périmètre, permettant ainsi de délimiter avec précision l'emprise de la zone à traiter.

### VII.2.2 Approche des matériaux

Les enrochements de catégorie R3 (1 à 15 kg) sera trié au niveau de la carrière et seront approvisionnés à raison de 100T/jour.

Le ballast 40-70mm sera convoyé par une flotte de camions à benne remorques de 20T, à raison de 120T/jour.

Une zone de stockage tampon sera aménagée le long du quai de charges.

*Tableau VII. 2Représente un Bilan des matériaux du quai*

| Matériaux | ENR (1-15kg) | Ballaste (40-70 mm) | ENR (50-200kg) |
|---|---|---|---|
| **Quantité ($m^3$)** | 5 625,152 $m^3$ | 907,434 $m^3$ | 1 043,677 $m^3$ |

### VII.2.3 Installation des enrochements

La mise en place des enrochements sera réalisée à l'aide d'une grille à longue portée équipée d'une benne preneuse positionnée à la rive du de la plateforme, sinon sur ponton pour les endroits inexigibles par la grue.

Le chef d'équipe guidera le pontonnier pour assurer une répartition régulière des enrochements sur la zone délimitée à la hauteur prédéfinie de la future plateforme.

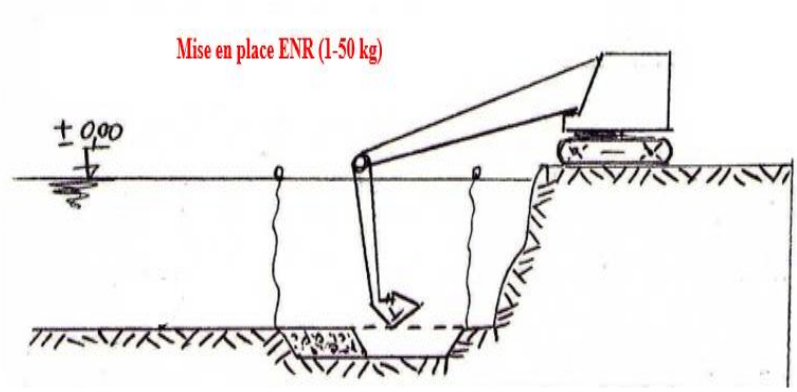



*Figure VII. 4.Mise en place de la couche d'assise en enrochement 1/15kg*

### VII.2.4. Mise en place de la couche de ballast

Le ballast sera approché par répandu de manière homogène avec une grue longue portée de 150T équipée d'une benne preneuse adapté.

A l'aide d'une équipe de techniciens plongeurs, on procédera au réglage de l'assise par deux rails placés parallèlement de part et d'autre de l'assise sur lesquelles se posera un troisième rail qui sera tirée par un engin, cette dernière sera reliée à une poulie et un câble.

Le passage répété règle éliminera les irrégularités de surface pour obtenir la planéité requise.

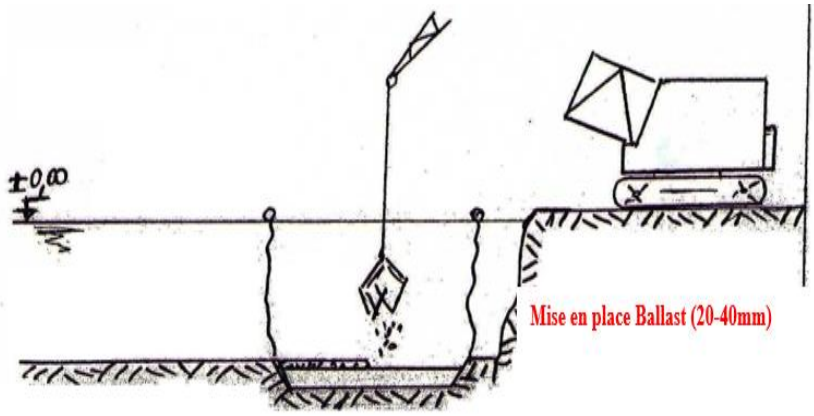



*Figure VII. 5.Mise en place de ballaste 40/70*

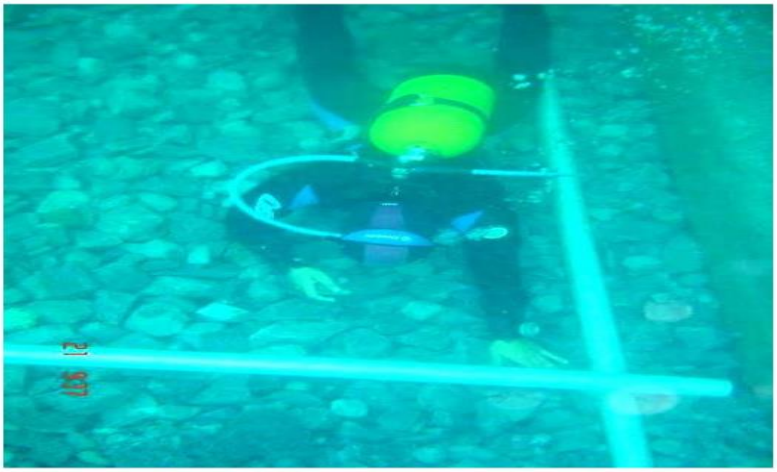


*Figure VII. 6. Préparation de réglage de la couche de ballast (40-70 mm) manuellement par plongeurs à l'aide de règles métalliques (photo d'un projet similaire)*

### VII.2.5 Contrôle final

Un relevé de sondage sera établi après chaque passage, jusqu'à obtenir la cote de pose des blocs des levés bathymétriques nous permettrons de vérifier la cote de l'assise.

Cette opération sera suivie par la mise en place des blocs de quais.

# VII.3 TRAVAUX DE REALISATION DES BLOCS DE QUAI

## VII.3.1 Travaux de réalisation de la plateforme de préfabrication

En parallèle des travaux de dragage, une plateforme de préfabrication est aménagée afin d'assurer la fabrication et le stockage des blocs constituant le quai. Cette organisation permet d'optimiser le déroulement des travaux en garantissant la disponibilité des éléments nécessaires conformément au planning prévisionnel. Afin d'assurer une capacité portante suffisante du sol support, un essai de plaque a été réalisé préalablement, dont les résultats ont confirmé l'aptitude du terrain à supporter les charges induites par les blocs et les engins de chantier. La plateforme, d'une superficie d'environ 2 hectares, est subdivisée en deux sous-zones distinctes :

- Une zone dédiée à la préfabrication des blocs
- Une zone réservée à leur stockage et à leur gerbage.

Ces espaces sont séparés par des voies de circulation d'une largeur de 8 mètres, facilitant les déplacements des engins et assurant une organisation efficace et sécurisée du chantier.

## VII.3.2 Travaux de préfabrication des blocs de quai

### VII.3.2.1 Préparation des coffrages

Après validation des plans, les coffrages seront réalisés en quantité suffisante pour garantir le respect du planning des travaux. A leur arrivée sur le chantier, ils seront contrôlés et réceptionnés par l'assistance technique.

De plus, avant chaque coulage, une nouvelle réception du coffrage sera effectuée par l'assistance technique, à la demande du groupement.



*Figure VII. 7.Représente l'Aire de préfabrication des blocs de quai –Môle 5*

### VII.3.2.2 Bétonnage des blocs

Le béton sera produit par deux centrales (40 et 60 m³/h) et transporté par camions malaxeurs de 9 m³ jusqu'à la zone de préfabrication.

Il sera ensuite coulé à l'aide d'une grue de 35 T avec benne ou par déversement direct via une rampe dans les coffrages, puis vibré pour garantir sa compacité et éviter les poches d'air.



*Figure VII. 8.Représente la Mis en œuvre du béton au bloc de quai –Môle 5*

### VII.3.2.3 Décoffrage

Une fois que le béton a atteint la résistance appropriée, les blocs seront décoffrés avec précaution à l'aide d'une **grue pneumatique 90T**. Il est essentiel de veiller à ce que les blocs ne se fissurent pas pendant le décoffrage.



*Figure VII. 9 .Décoffrage bloc de quai-Môle 5*

### VII.3.2.4 Cure de Béton

Un produit de cure (GLOBAL CURE -45) sera appliqué afin de limiter l'évaporation de l'eau et protéger le béton contre les microfissures.

Il est pulvérisé sur les surfaces libres dès le début de la prise et après décoffrage, avant la fin de la période normale de cure.

### VII.3.2.5 Gerbage des Blocs

Après 28 jours de fabrication, les blocs seront triés et étiquetés, puis stockés soigneusement en piles de deux blocs afin d'optimiser l'espace tout en assurant leur stabilité et leur sécurité.

Cette opération sera réalisée par une équipe de manutention qualifiée à l'aide d'une grue de 250 T.

## VII.4 TRAVAUX DE MISE EN PLACE DES BLOCS

La pose des blocs de quais se fait après l'exécution de l'emprise des quais (ENR 1-15kg) et réglage de la couche de ballast 40- 70 mm aux cotes indiquées du profil en travers, à l'aide d'une grue sur ponton ou terrestre selon le cas.

Ainsi, les travaux de construction des quais s'organisent selon le phasage suivant :

- Pose de l'assise (ENR 1-15kg)
- Pose de la couche de réglage (ballast 40-70mm) ;
- Pose des blocs ;
- Mise en place des sacs de jute en mortier de ciment (sec) dans les joints des blocs quai ;
- Remplissage des évidements (ENR 1-15kg) ;
- Remblais en TVC derrière quai (TVC 0-500kg) ;
- Mise en place d'enrochements de protection en pied de quai (ENR 50-200kg) ;
- Mise en place des blocs de surcharge afin de dissiper le tassement avant la réalisation de la poutre de couronnement.

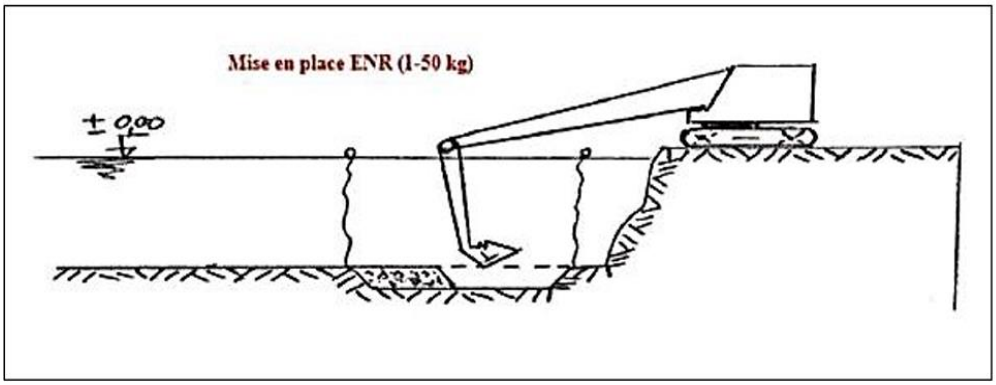



*Figure VII. 10.Représente la Mise en place Enr 1-15kg (le cas d'intervention par la voie terrestre)*

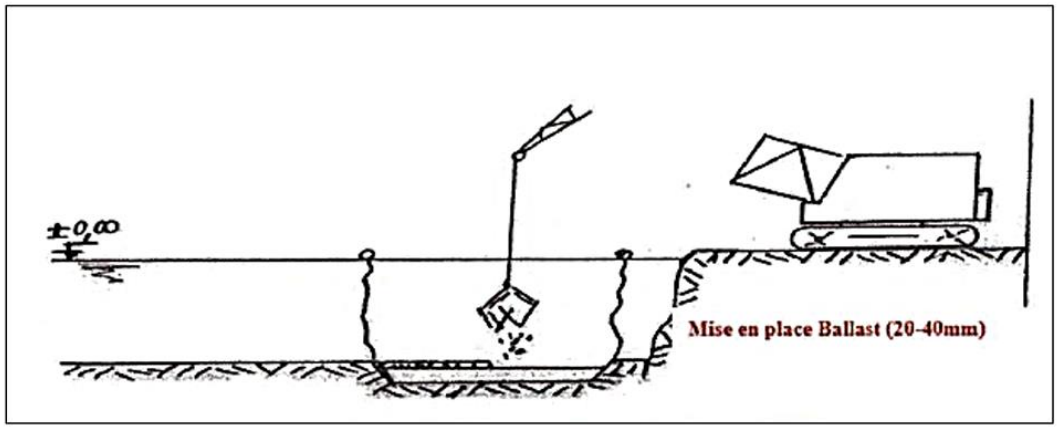



*Figure VII. 11.Représente la Mise en place du ballast 40-70 mm (le cas d'intervention par la voie terrestre)*

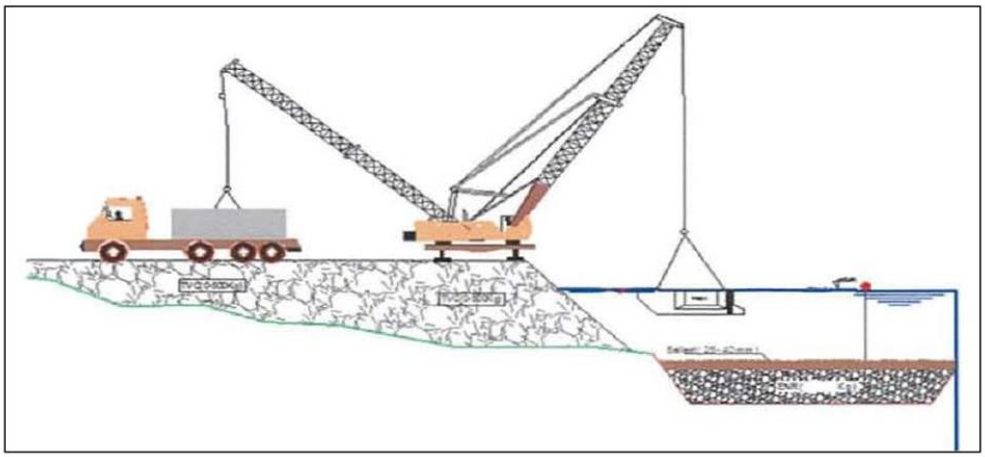


*Figure VII. 12.Représente la Mise en place du bloc de quai*

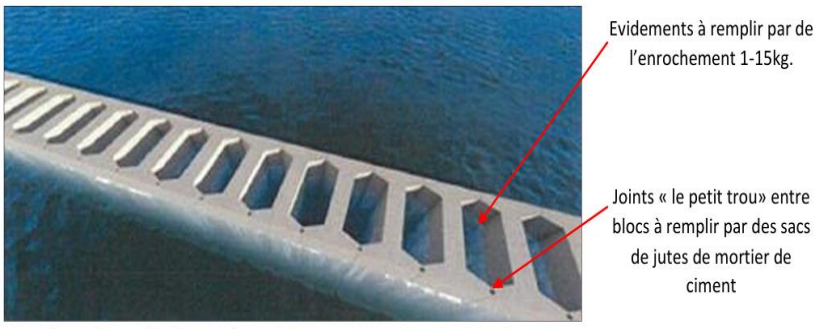



*Figure VII. 13. Mis en place des Blocs de quai*

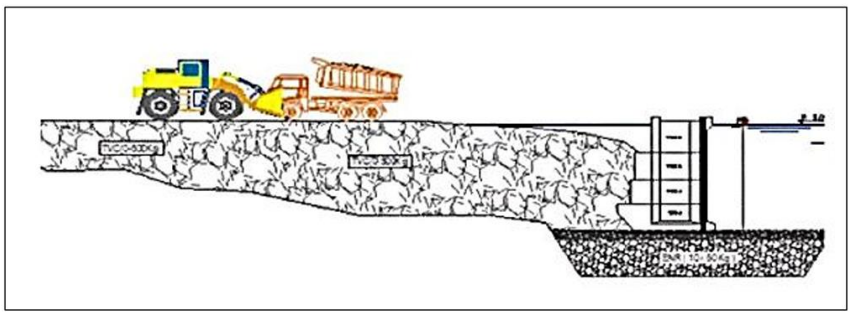


*Figure VII. 14 .Remblaiement de l'épaulement du quai par du Tout de Venant de Carrière TVC 0-500kg*

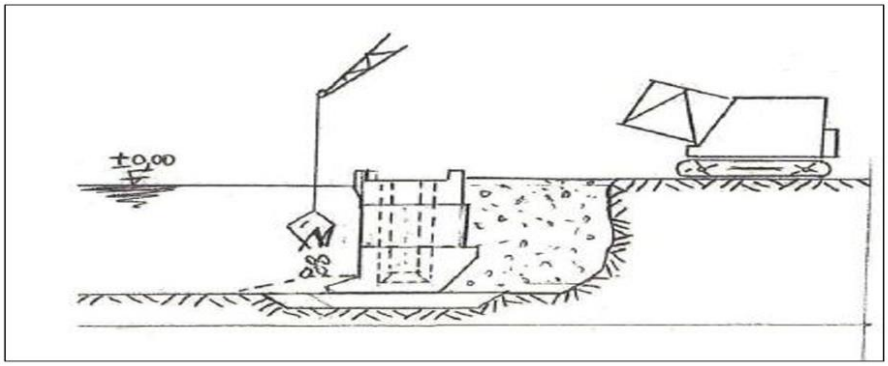



*Figure VII. 15.Représente la Mise en place du cordon d'enrochement 50-200kg de protection du pied du quai*

## VII.5. TRAVAUX DE REALISATION DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

Après vérification de la pose des blocs de quai : alignement, verticalité, tassement, etc. et après l'exécution du TVC 0-500kg d'épaulement du quai, on procède à la réalisation de la poutre de couronnement ;

Mise en place du coffrage ;

- Mise en place du ferraillage ;
- Après les vérifications, mise en œuvre du béton ;
- Après résistance à la compression simple suffisante du béton, on procède à l'installation des équipements : bollards, défenses d'accostage, échelles de sécurité, etc.

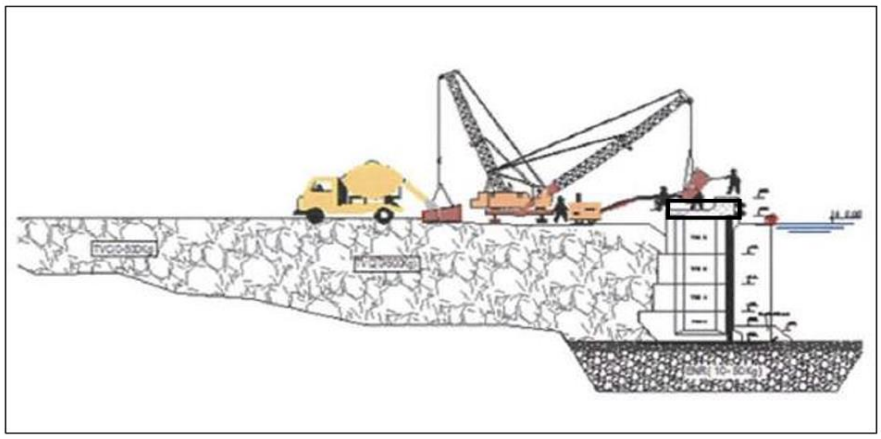


*Figure VII. 16.Bétonnage de la poutre de couronnement*

## VII.6. CONCLUSION

La méthodologie d'exécution des quais en blocs s'appuie sur un phasage précis intégrant la préparation des fonds, la mise en œuvre des couches d'assise et la pose contrôlée des blocs.

Le respect des tolérances d'implantation, d'alignement et de nivellement, associé à des contrôles bathymétriques, est essentiel pour garantir la conformité de l'ouvrage.

La maîtrise des conditions d'exécution permet de limiter les tassements différentiels et d'assurer une répartition homogène des charges. Ainsi, cette approche garantit la stabilité globale, la durabilité et la performance du quai en service.

# *Chapitre VIII ➡ Dimensionnement du revêtement rigide*

# VIII .1. INTRODUCTION

Le dimensionnement du revêtement en béton est basé sur l'analyse des charges appliquées, des caractéristiques géotechniques du sol support ainsi que des exigences normatives en vigueur. Il vise à assurer une bonne transmission des efforts vers le sol, tout en garantissant la résistance et la durabilité de la structure face aux conditions d'exploitation. L'objectif final est d'assurer la sécurité, la stabilité et la pérennité de l'ouvrage.

# VIII 2. PREDIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT RIGIDE

Le dimensionnement du revêtement rigide consiste à déterminer l'épaisseur de la dalle en béton capable de résister aux charges répétées sans fissuration. Il repose sur la vérification des contraintes de traction et du comportement à la fatigue du béton.

La chaussée a pour rôle de transmettre les charges vers le sol support tout en les répartissant. L'épaisseur doit être suffisante pour que la pression transmise reste compatible avec la portance du sol.

## VIII 2.1. Critères de choix d'un revêtement rigide

En zone industrielle portuaire très importante où les sollicitations en charge d'exploitation sont très fortes, le revêtement rigide est très adéquat techniquement et économiquement « à moyen terme et à long terme ».

- Les avantages reconnus du revêtement rigide -en béton armé- sont résumés comme suit :

- Une bonne tenue à la fatigue ;
- Une grande durabilité (relativement au revêtement souple);
- Une bonne qualité de résistance :
- Aux charges et au poinçonnement grâce aux caractéristiques mécaniques du béton armé ;
- À la chaleur et au froid ;
- Aux hydrocarbures (les fuites de gasoil des véhicules roulants au terre-plein) ;
- Ne nécessite que peu d'entretien si ce n'est au niveau des joints.

## VIII .2.2. Détermination des épaisseurs du revêtements en béton

Les épaisseurs des épaisseurs de ce revêtement rigide sont conditionnées par les points suivants :

- Les surcharges d'exploitions (et du trafic routier);
- La durée de service ;
- La classe de portance à long-terme du support ;
- Les caractéristiques mécaniques du béton et du béton armé

L'abaque ci-après permet de déterminer pour le prédimensionnement de l'épaisseur du revêtement en béton suivant le trafic cumulé routier (standard d'essieu) y appliqué.

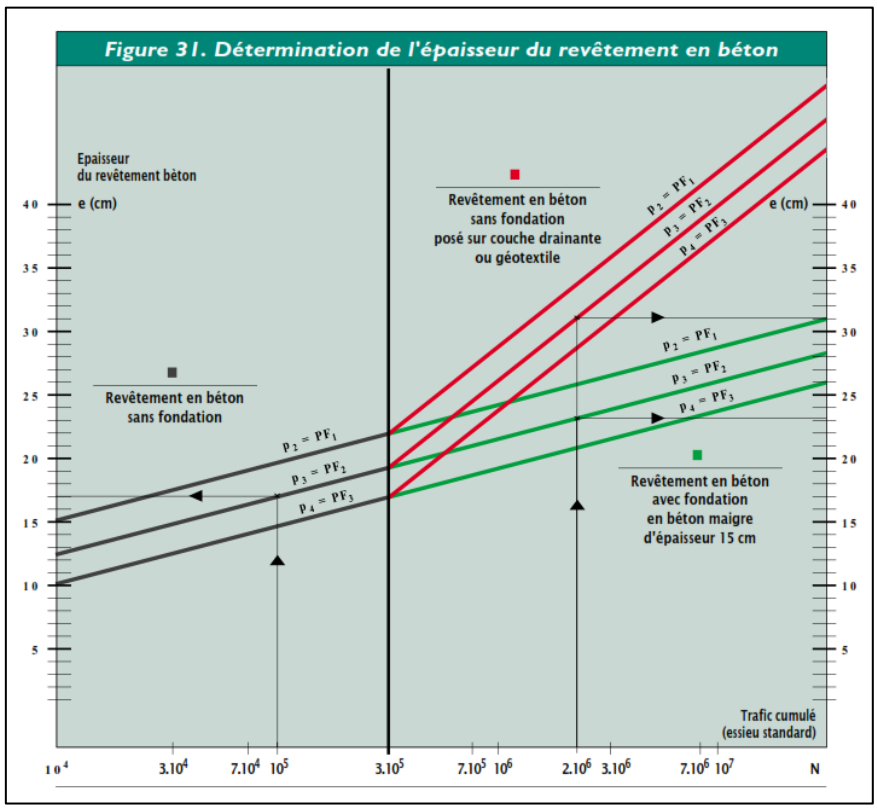



*Figure VIII. 1 Abaque de dimensionnement des revêtements en béton*

### VIII .2.3. Composition du revêtement rigide

L'ouvrage est constitué de dalles en béton armé de dimensions (5,0 × 5,0 × 0,35 m), dimensionnées selon les principes de l'Eurocode 2, reposant sur une couche de fondation en grave concassée (0/40 mm) de 40 cm d'épaisseur.

L'ensemble repose sur un sol support amélioré en TVC, garantissant une portance conforme aux exigences géotechniques.

Cette structure assure une répartition homogène des charges, une bonne résistance aux sollicitations répétées et une durabilité adaptée aux ouvrages portuaires, conformément aux pratiques de dimensionnement des chaussées rigides.

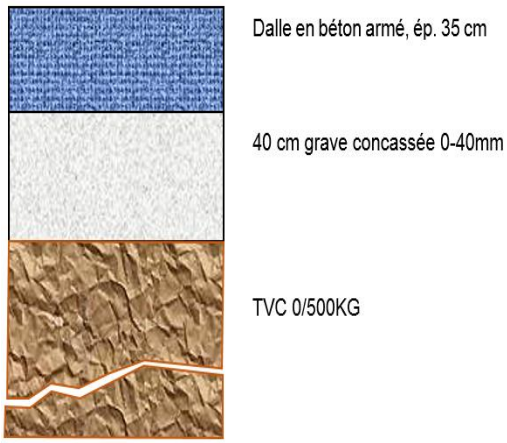



*Figure VIII. 2 Structure du revêtement rigide en béton armé*

# VIII .3. DIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT RIGIDE

## VIII .3.1. Constitution et principe de dimensionnement des chaussées rigides

Le corps de chaussée pour la zone d'évolution des grues (type LHM 400, Stacker CS-45, surcharge d'exploitation de 6t/m²) est du type rigide. Il est constitué de panneaux de dalles en béton armé de dimensions (5.0x5.0x0.35m) de forme carrée reposant sur une fondation en grave(0-40mm) de 40 cm d'épaisseur, des sous-dalles en béton de (1.0 x 1.0 x 0.05 m) seront disposées au niveau des sommets.

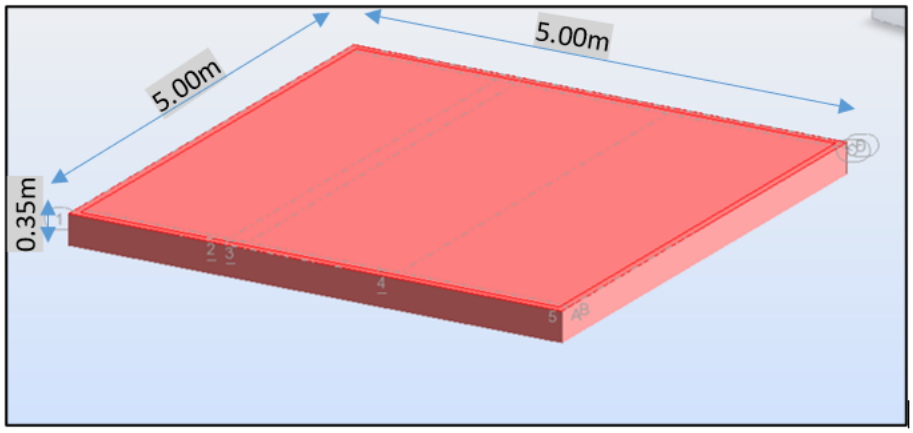



*Figure VIII. 3 Modélisation tridimensionnelle d'une dalle de revêtement rigide en béton armé*

## VIII .3.2. Hypothèses et schéma de calcul

- **Matériau béton pour dalles**

Le béton utilisé pour la réalisation des dalles présente les caractéristiques suivantes :

- Résistance caractéristique à 28 jours : fc28 = 30 MPa
- Module d'élasticité : E = 30 000 MPa

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,2$
- Dosage minimal en ciment : $\geq 350$ kg/m³

➢ **Matériau acier**

Les armatures sont constituées d'aciers à haute adhérence de type FeE 40, présentant une limite d'élasticité :

- fe = 400 MPa

➢ **Couche de fondation**

La couche de fondation est constituée de grave 0/40 mm, avec les caractéristiques suivantes :

- Épaisseur : 40 cm
- Indice CBR minimal : 30

➢ **Sol support**

- Nature : remblai (selon les résultats de la campagne géotechnique)
- Épaisseur : variable selon les zones du projet
- Le sol support sera compacté afin d'atteindre un CBR minimal de 15

➢ **Charges permanentes**

- Poids propre de la dalle

➢ **Charges d'exploitation**

- **Zone d'évolution du REACHSTACKER CS 45**

- Engin considéré : stacker en charge 118 500 kg
- Charge sur essieu avant : 100 000 kg
- Répartition : 4 roues → 50 000 kg sur 2 pneus
- Dimensions de contact (2 pneus) :
- 1,27 m × 0,635 m
- Surface : S = 0,806 m²
- Contrainte de contact :
- $\sigma = P / S$
- P = 50 t
- $\sigma = 6,2$ kg/cm² ≈ 62 t

- **Zone d'évolution de la grue LHM 400**

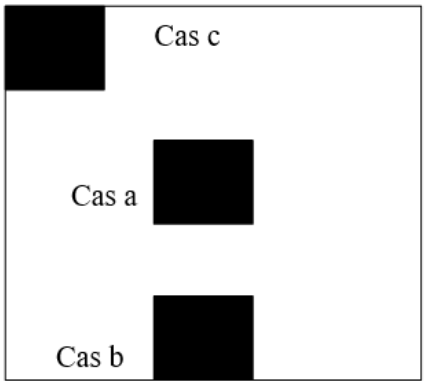
- Engin considéré : grue Liebherr LHM 400
- Poids propre : 412 t
- Charge levée : 104 t
- Nombre de patins : 4
- Charge par patin :
  516 / 4 = 129 t
- Dimensions d'un patin :
  5,50 m × 1,80 m
  → Surface = 9,90 m²

- Contrainte de contact :
  $\sigma = 129 / 9{,}90 = 13$ t/m²

- **Surcharge d'exploitation 6 T/m²**
- Surcharge d'exploitation uniforme : 6 T/m²
- Dimensions de la surcharge : 1 m × 1 m

### VIII. 3.3. Positions critiques des charges

- **Cas a** impact au centre de la dalle
- **Cas b** impact sur le bord de la dalle à mi-portée
- **Cas c** impact sur le coin de la dalle




### VIII .3.4. Calcul des efforts

Le calcul des efforts a été réalisé à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, en considérant les différents cas de chargement présentés précédemment.

Les dalles, de dimensions (5,0 × 5,0 × 0,35 m), reposent sur un sol support soigneusement compacté afin de limiter les déformations et d'assurer une rigidité suffisante, caractérisée par un module de réaction de l'ordre de 4000 T/m³**.**

## VIII .3.4.1. Vérification des contraintes du sol

### VIII .3.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite de Service E.L.S

- **1er cas :**

**ELS1=** poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au milieu de la dalle (13t/m²=130 kPa)

On a:

- $\sigma_{max}$=62.09 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf} = \sigma_{max}$=62.09 KN/m² <$\sigma_{a\ sol}$ =200 KN/**m**

($\sigma_{a\ sol}$ admissible =2bars=200 KN/m).

**Condition vérifiée.**

- **2ème cas**

**ELS2**= poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au bord de la dalle (13t/m²=130 kPa)

On a:

- $\sigma_{max}$=141 KN/m²
- $\sigma_{min}$=-21.06 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf}$ =105.75 KN/m< $\sigma_{a\ sol}$ =200 KN/m² **Condition vérifiée.**

- **3ème cas**

**ELS3=** poids propre + surcharge d'exploitation (6t/m²=60 kPa)

On a:

- $\sigma_{max}$=60 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf} = \sigma_{max}$=60 KN/m² <$\sigma_{a\ sol}$ =200 KN/m **Condition vérifiée.**

- **4ème cas**

**ELS4=** poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au milieu de la dalle

On a :

- $\sigma_{max}$=49.55 KN/m²
- $\sigma_{min}$=-2.64 KN/m²
- Contrainte triangulaire $\sigma_{réf}$= 3/4x49.55= 37.16 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf}$ =37.16 KN/m< $\sigma_{a\ sol}$ =200 KN/m² **Condition vérifiée.**

- **5ème cas**

**ELS5=** poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au bord de la dalle

On a:

- $\sigma_{max}$=154.95 KN/m²
- $\sigma_{min}$=-16.67 KN/m²
- Contrainte triangulaire $\sigma_{réf}$= 3/4x154.95= 116.21 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf}$ =116.21 KN/m<$\sigma_{a\ sol}$ =200 KN/m² **Condition vérifiée**.

### VIII .3.4.1.2. Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite Ultime E.L.U

Afin de prendre en compte les cas les plus défavorables, notamment les situations d'accidents ou de chocs fréquents en zones industrielles, une vérification complémentaire des contraintes au sol est réalisée sous les combinaisons de charges à l'état limite ultime (ELU), conformément aux règles de dimensionnement géotechnique.

Dans ce cadre, selon l'Eurocode 7 (EN 1997-1), la contrainte de référence σ réf est comparée à la contrainte admissible du sol majorée selon le critère suivant :

σ réf < 1,50 σa sol

- **1er cas**

**ELU1**= poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au milieu de la dalle (13t/m²=130 kPa)

On a :

- $\sigma_{max}$=93.13 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf} = \sigma_{max}$=93.13 KN/m²<$\sigma_{a\ sol}$=1.5 x200 KN/m²=300 KN/m²

**Condition vérifiée.**

➢ **2ème cas**

**ELU2**= poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au bord de la dalle (13t/m²=130 kPa)

On a :

- $\sigma_{max}$=211.50 KN/m²
- $\sigma_{min}$=-31.58 KN/m²
- Contrainte triangulaire $\sigma_{réf}$= 3/4x211.50= 158.63 KN/m²

Donc :158.63KN/m<1.5$\sigma_{asol}$ =1.5x200 KN/m²=300 KN/m² **Condition vérifiée.**

➢ **3ème cas**

**ELU3=** poids propre + surcharge d'exploitation (6t/m²=60 kPa)

On a :

- σ =90.00 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf}$ = 90.00 KN/m²<$\sigma_{a\ sol}$=1.5 x200 KN/m²=300 KN/m² Condition vérifiée.

➢ **4ème cas**

**ELU4=** poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au milieu de la dalle

On a :

- σ =74.33 KN/m²

On a donc : $\sigma_{réf}$ = 74.33 KN/m² <$\sigma_{a\ sol}$=1.5 x200 KN/m²=300 KN/m² **Condition vérifiée.**

➢ **5ème cas**

**ELS5=** poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au bord de la dalle

On a :

- σ max = 232.43 kN/m²
- σ min = -25.00 kN/m²
- Contrainte triangulaire : $\sigma_{réf}$ = 174.32 kN/m²

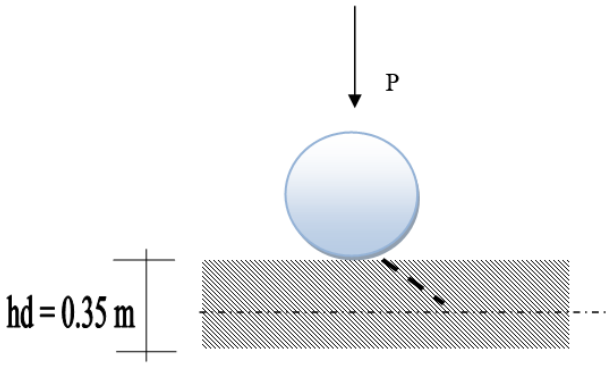
Donc $\sigma_{réf}$ = 174.32 kN/m² <1.5$\sigma_{asol}$ =1.5x200 KN/m²=300 KN/m² **Condition vérifiée**.

### VIII .3.4. 2. Vérification au poinçonnement

Afin de prévenir le risque de poinçonnement sous l'effet des charges concentrées, l'épaisseur de la dalle en béton armé doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{Q_u}{0,045\, U_c\, f_{cj}}$$

**Avec :** $h_d$ = hauteur de la dalle = 0.35 m




- **Hypothèses et données de calcul :**

  Les charges sont appliquées sur des surfaces d'impact correspondant aux engins considérés :

*Tableau VIII. 1. Surfaces d'impact des charges concentrées sur la dalle*

| Équipement | Surface d'impact |
|---|---|
| **REACHSTACKER CS45** | 1,30 × 0,635 m |
| **Grue LHM 400** | 5,50 × 1,80 m |
| **Surcharge d'exploitation** | 1,00 × 1,00 m |

- Le béton est caractérisé par une résistance à 28 jours de fc28 = 30 MPa.
  Les efforts sont majorés par un coefficient de sécurité, avec :

$$Q_u = 1,5\, Q$$

- **Diffusion des charges et périmètre critique :**

  L'angle de diffusion adopté est de **45°**, permettant de déterminer le périmètre de la charge diffusée à mi-épaisseur de la dalle :

  - REACHSTACKER CS45 : **Uc = 5,27 m**
  - Grue LHM 400 : **Uc = 16,00 m**

- Surcharge d'exploitation : **Uc = 5,40 m**

➢ **Vérification du poinçonnement :**

La vérification consiste à comparer l'épaisseur de la dalle à l'épaisseur requise vis-à-vis du poinçonnement pour chaque cas de charge :

- REACHSTACKER CS45: $\mathbf{Qu = 0,7125MN}$

$$\boldsymbol{hd = 35 \geq 10,01\ cm \Rightarrow \text{Vérifié}}$$

- Grue LHM 400 : $\boldsymbol{Qu = 3,89MN}$

$$\boldsymbol{h_d = 35 \geq 18,01\ \text{cm} \Rightarrow \text{Vérifié}}$$

- Surcharge d'exploitation (6 t/m²) : $\boldsymbol{Qu = 0,09MN}$

$$\boldsymbol{h_d = 35 \geq 1,24\ \text{cm} \Rightarrow \text{Vérifié}}$$

## VIII .3.4.1.3 Détermination des moments fléchissant

- **Zone d'évolution du REACHSTACKER CS 45**

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivant :

*Tableau VIII. 2 Résultats des moments Mx et My aux états limites ELU et ELS*

| ELU | Cas a[KN m/m] | Cas b[KN m/m] | Cas c[KN m/m] |
|---|---|---|---|
| $M_x$ max | -73.86 | -114.19 | -48,43 |
| $M_y$ max | -135.23 | 100.40 | -15,69 |
| ELS | Cas a[KNm/m] | Cas b[KN m/m] | Cas c[KN m/m] |
| $M_x$ max | -49.24 | -76.13 | -92,91 |
| $M_y$ max | -90.15 | 66.93 | -9,23 |

- **Zone d'évolution de la grue LHM 400**

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivant :

*Tableau VIII. 3Résultats des moments Mx et My aux états limites ELU et ELS*

| ELU | Cas a[KN m/m] | Cas b[KN m/m] | Cas c[KN m/m] |
|---|---|---|---|
| $M_x$ max | -104.67 | 55.55 | -44,95 |
| $M_y$ max | -27.36 | -18.80 | -14,57 |
| ELS | Cas a[KNm/m] | Cas b[KN m/m] | Cas c[KN m/m] |
| $M_x$ max | -69.78 | 37.03 | -29,67 |
| $M_y$ max | -18.24 | -12.53 | -9,61 |

### VIII .3.5. Calcul du ferraillage

- **Hypothèses :**
  - Béton : fc28 = 30,0 (MPa)
  - Acier : fe = 400,0 (MPa)
  - Fissuration très préjudiciable
  - Enrobage 7 cm
  - Prise en compte des armatures comprimées
  - Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  - Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

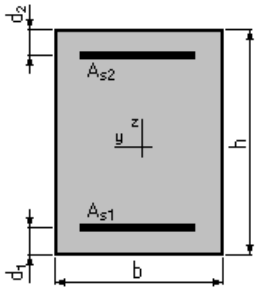
- **Section :**

b = 100,0 (cm)

h = 35,0 (cm)

d1 = 7,0 (cm)

d2 = 7,0 (cm)




Les résultats du moment maximal sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau VIII. 4Moment max de la dalle*

| État limite | Mxx (-) (KN.m) | Myy (+) (KN.m) |
|---|---|---|
| **ELS** | 92,91 | 66,93 |

Le ferraillage retenu est constitué de :

- La nappe supérieure : HA20/15 cm dans les 02 sens ;
- La nappe inférieure : HA20/15 cm dans les 02 sens.

Cette disposition assure une section d'armatures largement supérieure à la section requise, garantissant ainsi une marge de sécurité satisfaisante vis-à-vis des sollicitations de calcul.

## VIII .4. CONCLUSION

Le dimensionnement du revêtement rigide a montré que la dalle en béton armé satisfait aux vérifications aux états limites ultimes et de service. L'épaisseur adoptée ainsi que le ferraillage assurent la sécurité, la durabilité et le bon comportement de l'ouvrage sous les charges d'exploitation.

# *CHAPITRE IX ➡ DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF TOTALE*

# IX.1. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF TOTALE

Cette partie a pour objectif d'estimer le coût des matériaux, des équipements et de la main-d'œuvre nécessaires à la réalisation du projet, sur la base de prix unitaires fournis par une entreprise spécialisée dans les travaux maritimes.

## IX.1.1. Estimation du cout

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau. IX.1. Prix unitaire et montant globale des travaux du projet.*

| Désignation | Unité | Volume Total | Prix unitaire (DA) | Prix/ml(DA) |
|---|---|---|---|---|
| **QUAI EN BLOCS A -9,00 m** | | | | |
| Fourniture, le transport et la mise en place de tout-venant de carrière (0-500Kg) pour l'épaulement derrière le quai y compris toutes sujétions de bonne mise en place | **T** | 34000 | 1700 | 57 800 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1-15kg) pour l'assise des blocs de quai. | **T** | 14000 | 3200 | 44 800 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place du ballast (20 – 40 mm) y compris toutes sujétions de bonne exécution | **T** | 3050 | 3750 | 11 437 500,00 |
| Réglage du ballast (20 – 40 mm) y compris tous sujétions de bonne exécution | $M^2$ | 4950 | 5000 | 24 750 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements (50 – 200 kg) pour la protection du pied de quai de bonne mise en place | **T** | 4200 | 3200 | 13 440 000,00 |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 1, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | 6150 | 27000 | 166 050 000,00 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 2, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | 4550 | 27000 | 122 850 000,00 |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 3, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | 3850 | 27000 | 103 950 000,00 |
| Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 4, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution | $M^3$ | 2550 | 27000 | 68 850 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements de carrière (1 -15 kg) dans les évidements des blocs. | **T** | 23500 | 2800 | 65 800 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place de sacs de jute de remplis de mortier (sable, ciment dosé à 400kg) dans les joints entre blocs | $M^3$ | 75 | 50000 | 3 750 000,00 |
| Fourniture et la mise en œuvre du béton type 3 pour la poutre de couronnement y compris toutes sujétions de coffrage | $M^3$ | 2250 | 23500 | 52 875 000,00 |
| Fourniture et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour la poutre de couronnement et de bonne exécution | **T** | 540 | 220000 | 118 800 000,00 |
| **EQUIPEMENTS DU QUAI** | | | | |
| Fourniture et mise en place des bollards de 80 T, y compris toutes sujétions de fournitures d'accessoires de fixations | **U** | 47 | 900000 | 2 700 000,00 |
| Fourniture et la mise en place des défenses cylindrique (1 200x600x1 500), y compris toutes sujétions de fournitures d'accessoires de fixations | **U** | 38 | 2250000 | 85 500 000,00 |
| Fourniture et transport à pied d'œuvre et la mise en place des échelles de sécurité métalliques y compris toutes sujétions de fournitures d'accessoires de fixations | **U** | 6 | 500000 | 32 000 000,00 |

| REVETEMENT RIGIDE DE LA PLATE DE FORME | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Réglage et le compactage de la surface de la plate de forme, formant le sol support pour le revêtement rigide y compris toutes sujétions de bonne exécution | **M²** | 400,00 | 165 000,00 | 66 000 000,00 |
| Fourniture, le transport et la mise en place de la grave concassée (0-40) mm servant de couche de fondation y compris toutes sujétions de compactage, de réglage et bonne exécution | **T** | 2 700,00 | 135 000,00 | 364 500 000,00 |
| Fabrication et mise en œuvre du béton type 3 pour les dalles (5x5x0,35m), y compris toutes sujétions de bonne exécution. | **M3** | 23 500,00 | 51 800,00 | 1 217 300 000,00 |
| Fabrication et mise en œuvre du béton type 3 pour les dalles (5x5x0,35m), y compris toutes sujétions de bonne exécution. | **T** | 220 000,00 | 10 500,00 | 2 310 000 000,00 |
| **Montant globale (hors taxes)** | | | | **2 623 152 500,00** |

# CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce projet de fin d'études a permis une immersion concrète dans le domaine des infrastructures portuaires. Le stage de trois mois réalisés au sein de Cosider Travaux Publics au port d'Arzew, en collaboration avec le Laboratoire d'Études Maritimes, a constitué une expérience enrichissante, alliant théorie et pratique. Cette expérience a renforcé notre compréhension des différentes phases de conception et d'exécution des ouvrages portuaires, tout en mettant en évidence l'importance de la rigueur, du respect des normes et des enjeux techniques liés à ce type de projets. Par ailleurs, ce mémoire de fin d'études représente une étape importante dans notre formation d'ingénieurs en travaux publics. Il nous a permis de nous confronter à des problématiques techniques réelles et de développer nos capacités d'analyse, de rigueur et d'adaptation face aux exigences des projets d'infrastructures.

Enfin, cette expérience a contribué à consolider nos acquis et à mieux comprendre les enjeux des travaux maritimes et des infrastructures portuaires. Nous abordons désormais notre parcours professionnel avec davantage de préparation et de motivation pour contribuer activement à ce domaine en constante évolution.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES


- Mr. BOUHANICHE : cours de travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).
- Mr. Hamadi : cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4éme année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).
- Règlement Parasismique d'ouvrage d'art (RPOA).
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOME I : Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOME II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.
- Trelleborg Marine Systems
- Quais poids ROSA 2000.
- [1] AMAR Samuel & JÉZÉQUEL Jean-François, Propriétés mécaniques des sols Déterminées en place, 1998.
- Guide technique pour la réalisation des études portuaires (2016).


# PROGRAMMES ET LOGICIELS

- Autodesk Auto-cad.
- Microsoft Excel.
- Autodesk robot structural analysis 2016.
- Robot Expert, logiciel de calcul géotechnique.

# LISTE DES ANNEXES

**ANNEXE 01 : DONNEES DE PROJET.**

**ANNEXE 02 : DIMENSIONNEMENT DU QUAIS A -9.00 M.**

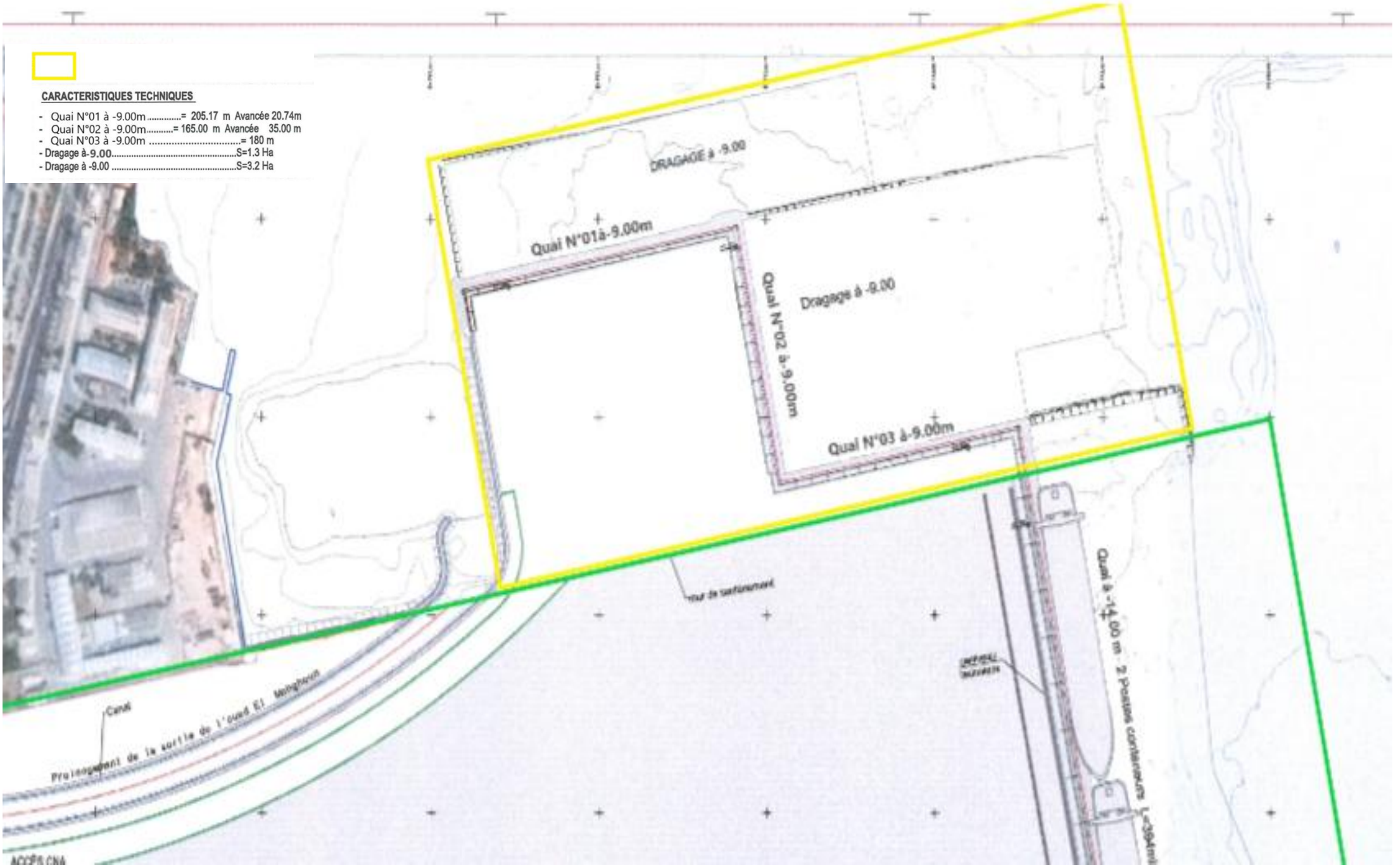
**ANNEXE 03: PARAMETRE ROBOT DU CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT**

**ANNEXE 04** : **M ÉTHODOLOGIE D'EXECUTION DU QUAI EN BLOCS**

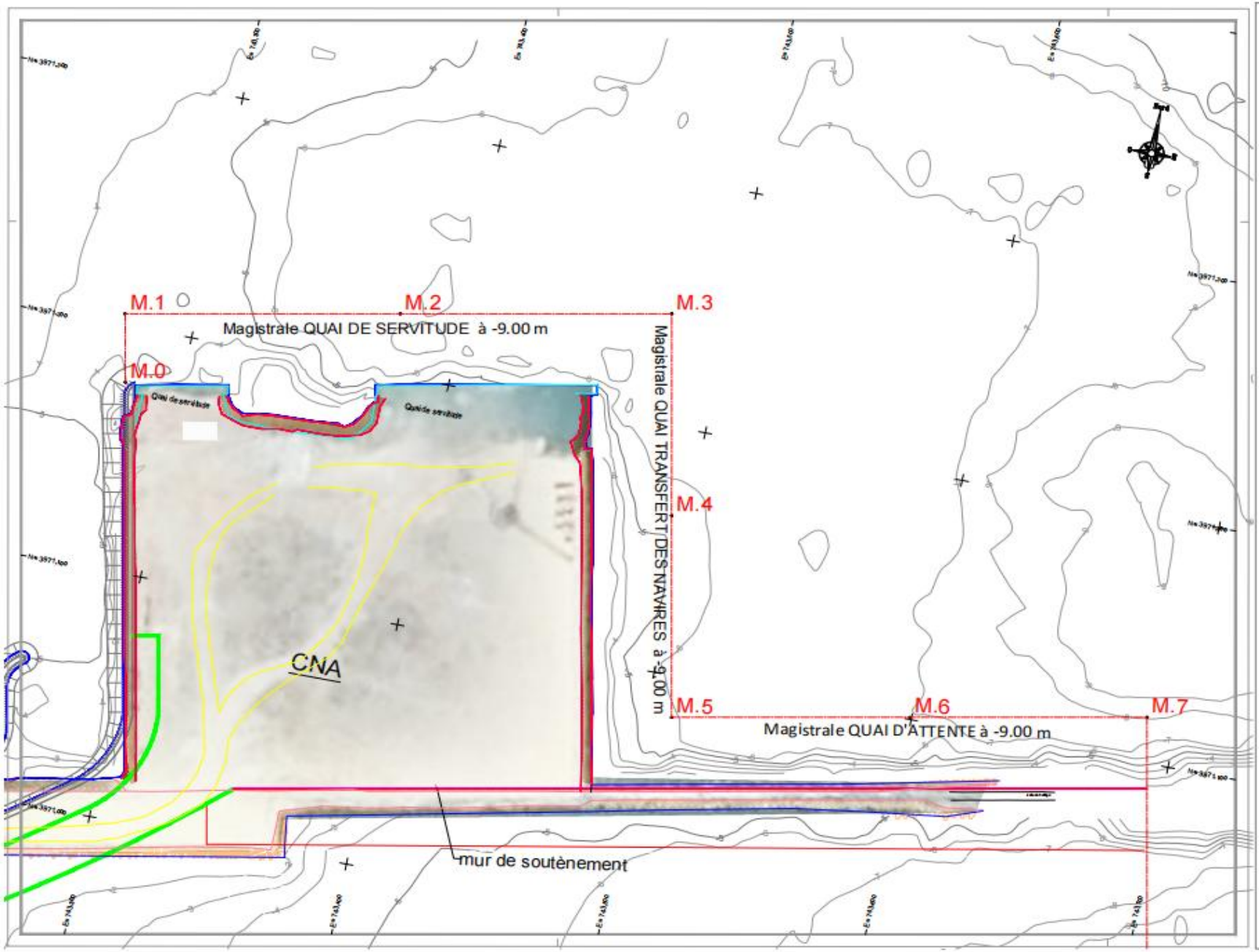
**ANNEXE 05 : DIMENSIONNEMENT DE REVETEMENT RIGIDE.**

# ANNEXE 01 : DONNEES DE PROJET

# Plan de masse



# PLAN D'IMPLANTATION DES OUVRAGES




Situation du projet dans le Port d'arzew

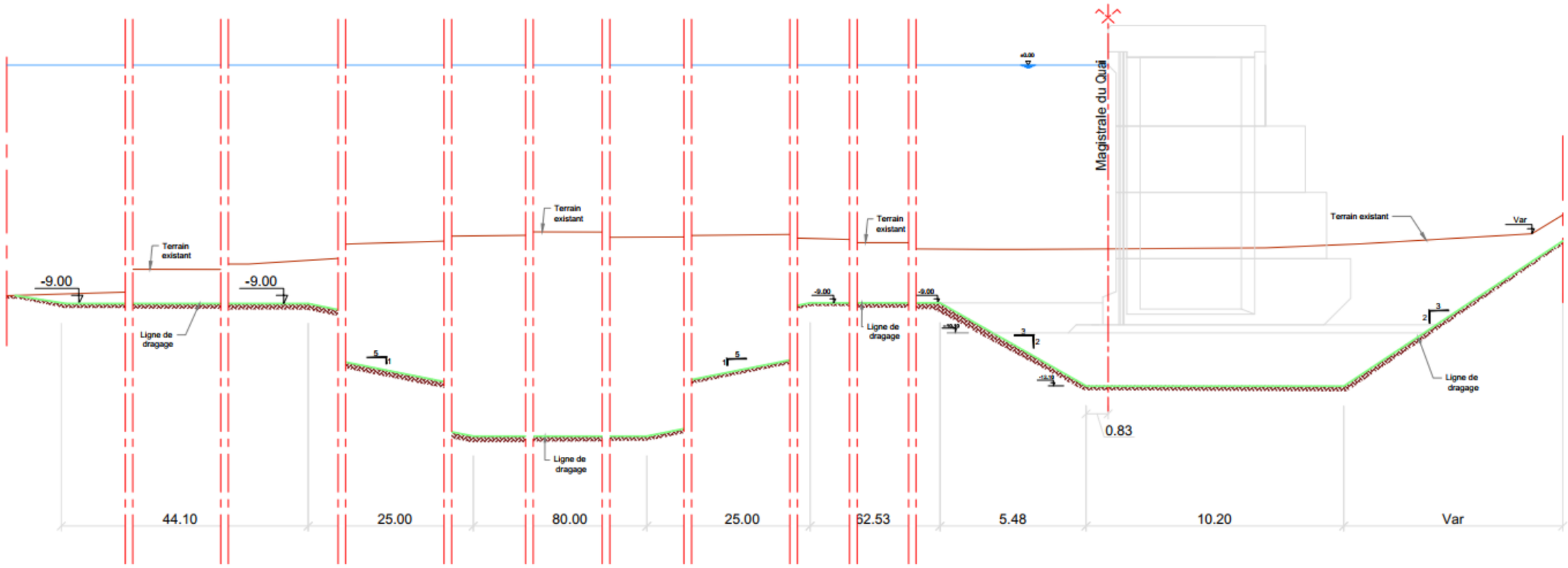



| points d'implantation Magistrale(utm) | | |
|---|---|---|
| MAT | X | Y |
| M.0 | 743278.680 | 3971177.162 |
| M.1 | 743273.196 | 3971204.680 |
| M.2 | 743376.245 | 3971225.148 |
| M.3 | 743477.897 | 3971245.339 |
| M.4 | 743494.002 | 3971164.256 |
| M.5 | 743510.107 | 3971083.175 |
| M.6 | 743599.286 | 3971100.889 |
| M.7 | 743688.130 | 3971118.536 |

COORDONNEES DES STATIONS DE REFERENCE

| N°St | X(m) | Y(m) | (NGA) |
|---|---|---|---|
| STEPA1 | 743173.612 | 3970430.780 | 4.892 |
| STEPA2 | 743173.612 | 3970430.780 | 4.892 |
| STEPA3 | 743138.889 | 3970491.241 | 4.038 |

COUPE 1-1
Ech:1/150





ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : ( 023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| Conception et étude du quai commercial N° 01 au port D'Arzew -Wilaya D'Oran | BENLAZRAGUE AYAT<br>ARAB SAOUSSENE | LAKHDARI<br>BOUDJEMAA | Ech:1/150 | N°6 | 2025 / 2026 |




Nord
E
S
O

E= 743.375
E= 743.500
E= 743.625
E= 743.625

N= 3971.250
N= 3971.125
N= 3971.000
N= 3971.250
N= 3971.125

Quai de servitude
Quai de servitude

JETEE SUD

## LEGENDE

- Station Topographique
- Trait de côte
- Plate forme
- Enrochements
- Quai
- Piste

## PARAMETRES GEODESIQUES :

SYSTEME DE COORDONNEES

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| SYSTEME GEODESIQUE | : WGS84 | Zone | : | 30 Nord |
| | | Longitude Origine | : | 03°00'00".000 Ouest (Zone 30) |
| ELLIPSOIDE | : WGS84 | Latitude Origine | : | 00°00'00".000 Nord |
| Demi grand axe | : 6 378 137.000 m | Constante Est | : | 500 000.0000 m |
| Aplatissement | : f=1/298.257 223 563 | Constante Nord | : | 0.0000 m |
| PROJECTION | : Universal Transverse Mercator | Facteur d'echelle | : | 0.9996000000 |

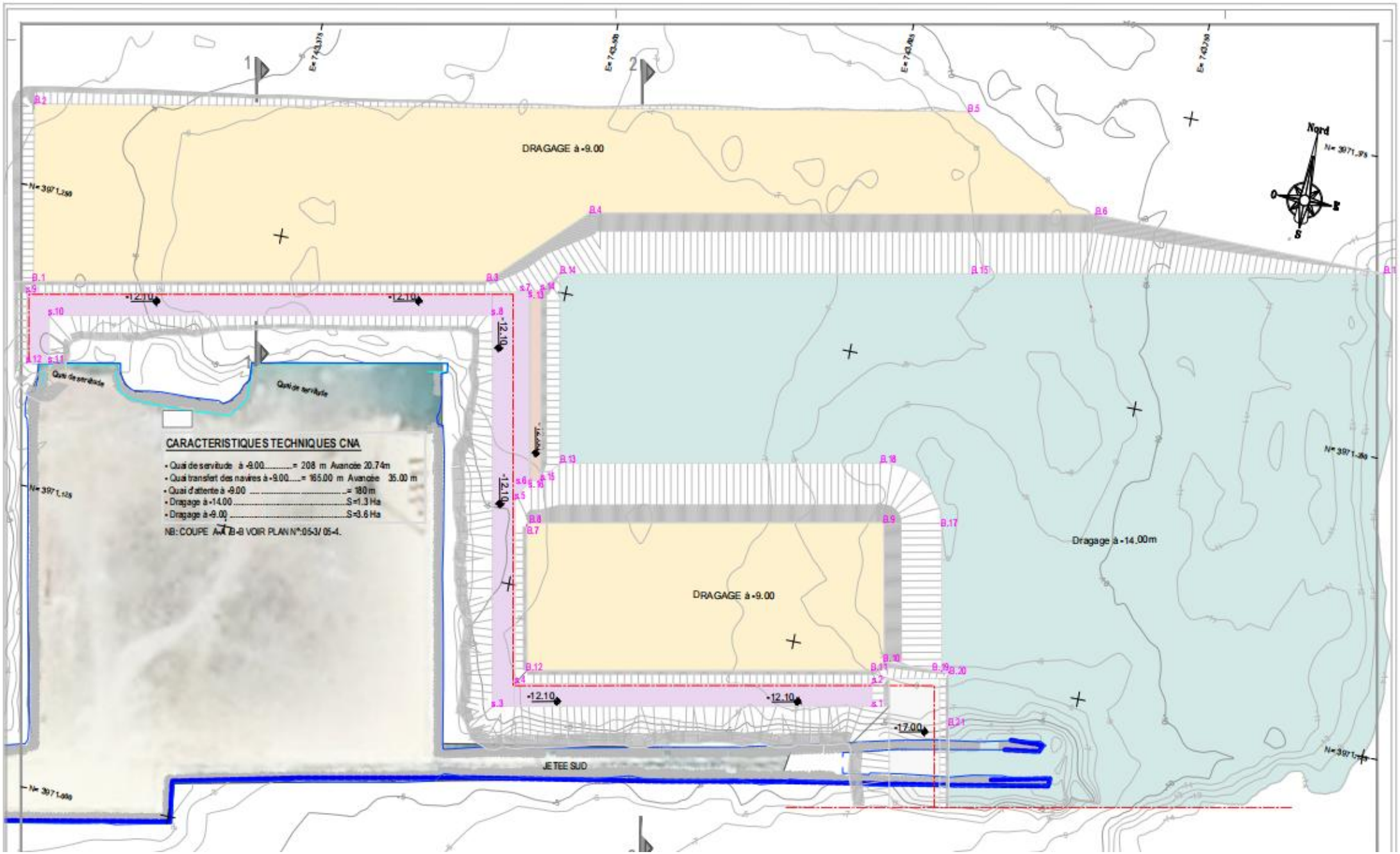
## NOTE

* Topographie = Côtes en mètres : référence - NGA -

* Bathymétrie = Côtes en mètres : référence ZH = ( NGA-0,40)

## COORDONNEES DES STATIONS

| N°St | X(utm) | Y(utm) | Z(NGA) |
|---|---|---|---|
| ST1-EPA1 | 743820.830 | 3971918.380 | 13.07 |


DRAGAGE à -9.00
Nord
CARACTERISTIQUES TECHNIQUES CNA
• Quai de servitude à -9.00.....= 208 m Avancée 20.74m
• Quai transfert des navires à -9.00.....= 165.00 m Avancée 35.00 m
• Quai d'attente à -9.00 .....= 180 m
• Dragage à -14.00.....S=1.3 Ha
• Dragage à -9.00.....S=3.6 Ha
NB: COUPE A-A ET B-B VOIR PLAN N°:05-3/ 05-4.
Quai de servitude
Quai de servitude
-12.10
-12.10
-12.10
-12.10
-12.10
-12.10
-17.00
Dragage à -14.00m
DRAGAGE à -9.00
JETEE SUD

# ANNEXE 02 : DIMENSIONNEMENT DU QUAIS A -9.00 M.

## 2.1 DIMENSIONNEMENT DU QUAIS A -9.00M

Nous exposerons les détails des calculs ainsi que les différents documents techniques utilisés pour le dimensionnement du quai à -9.00m.

## 2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

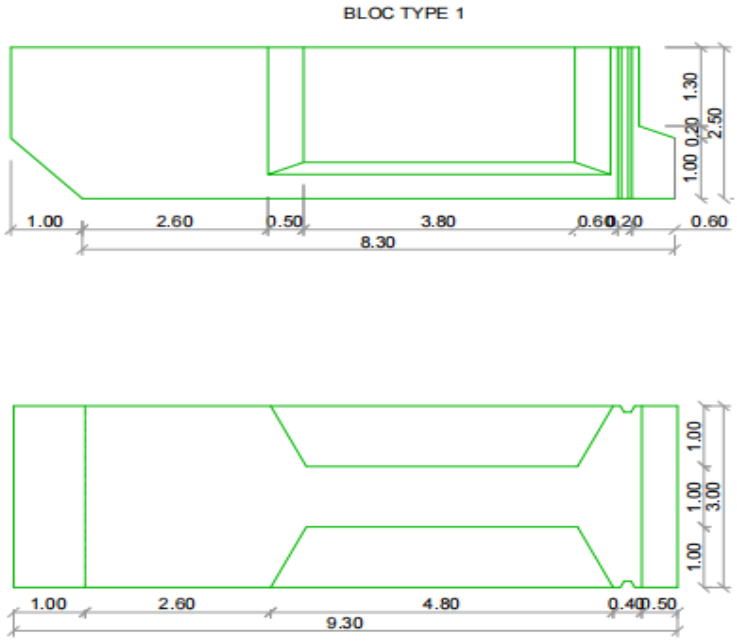



Figure 2.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1

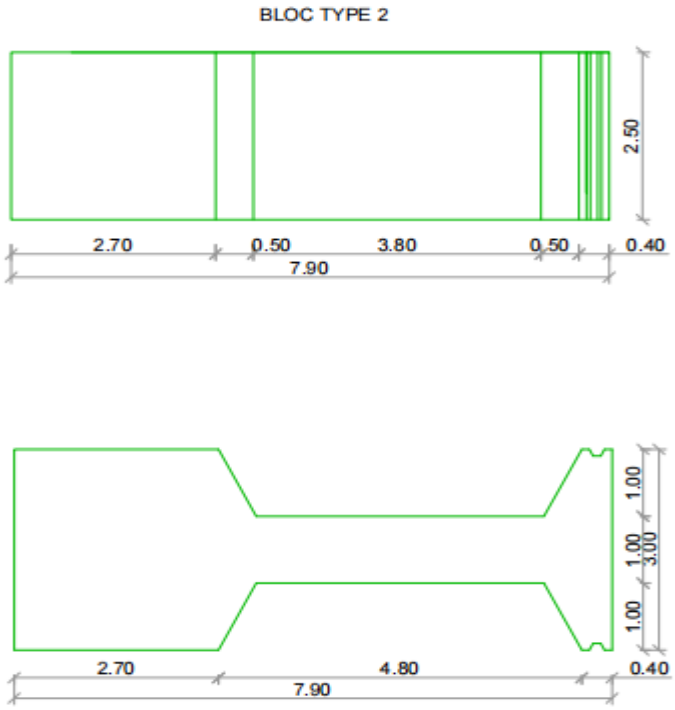



Figure 2.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2

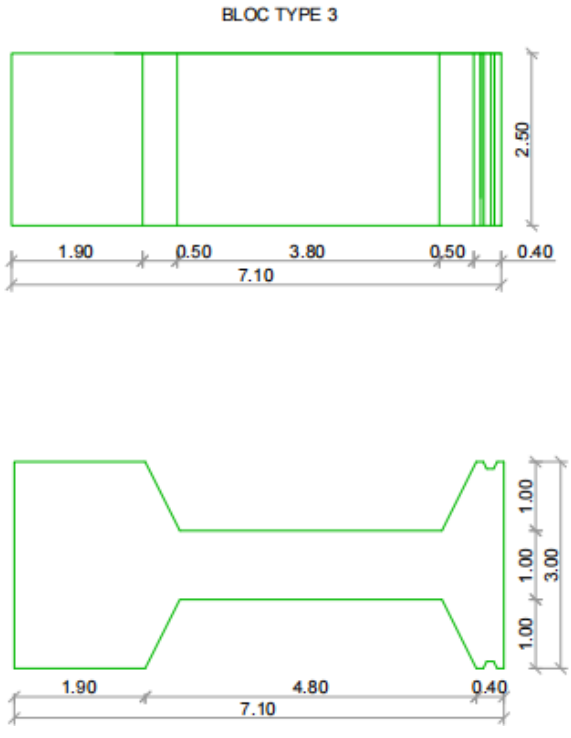



Figure 2.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

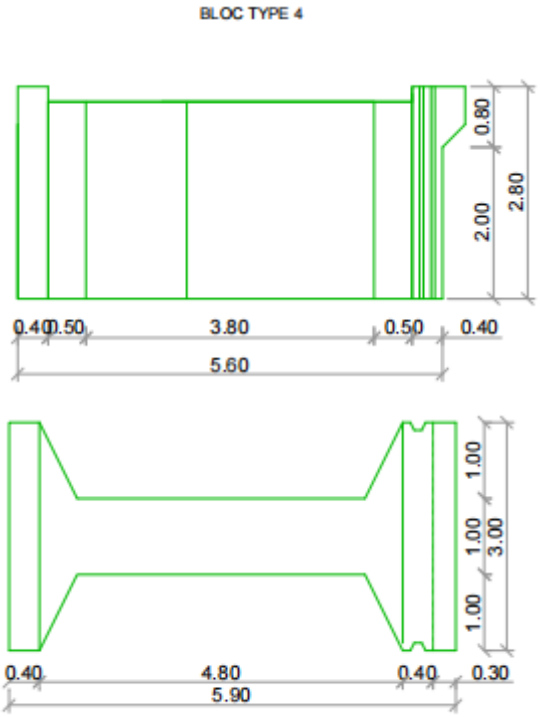



Figure 2.4. Vue en élévation et en plan du bloc type 4

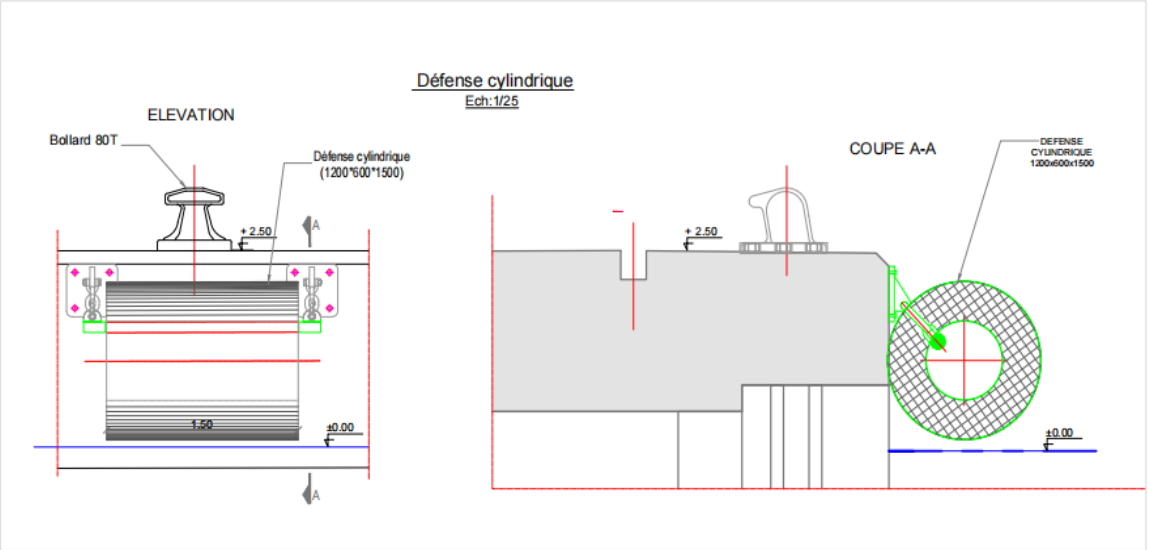
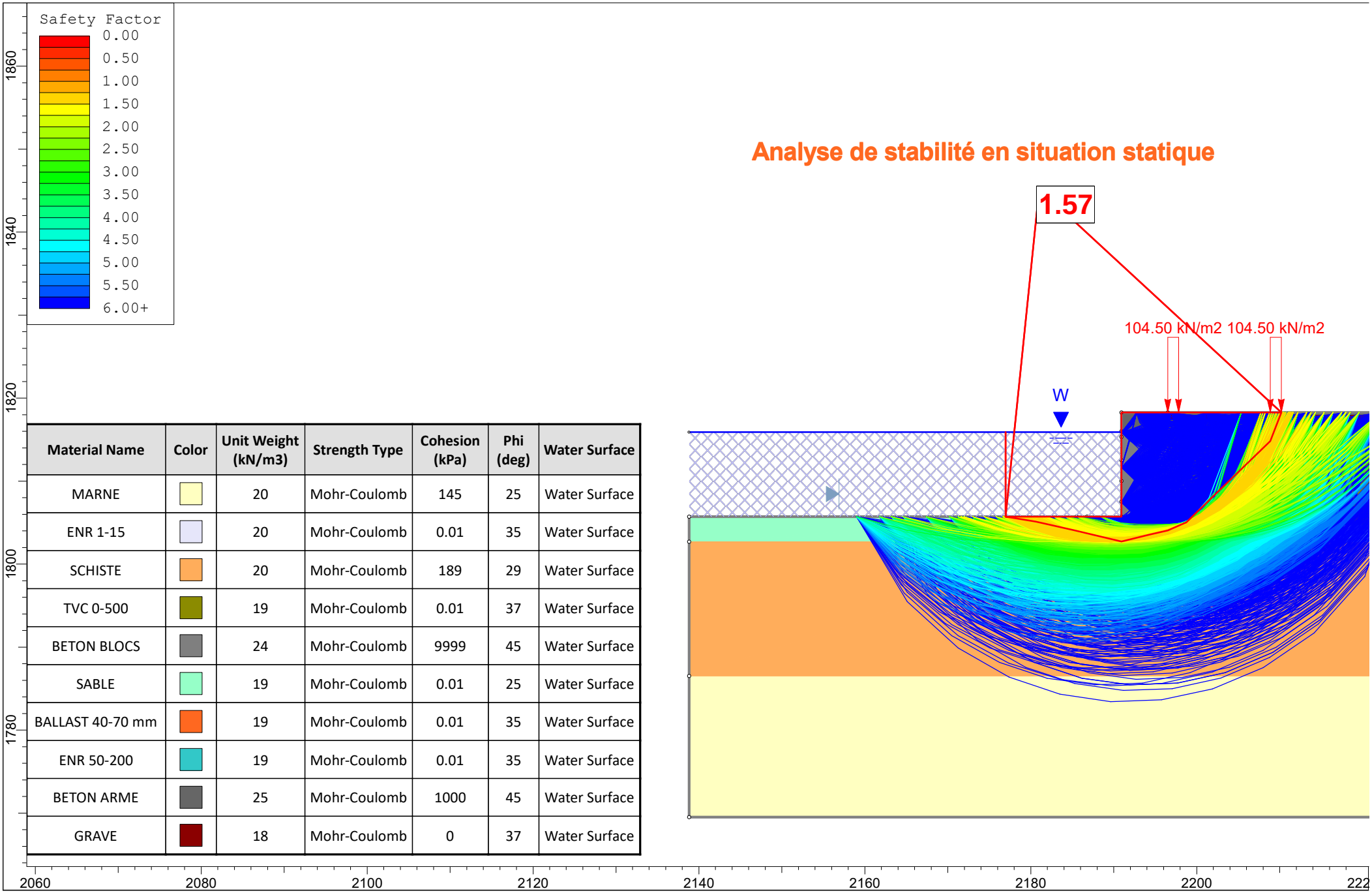



Figure 2.5 Détail Défense cylindrique

# Analyse de stabilité en situation statique




| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m3) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (deg) | Water Surface |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MARNE | | 20 | Mohr-Coulomb | 145 | 25 | Water Surface |
| ENR 1-15 | | 20 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| SCHISTE | | 20 | Mohr-Coulomb | 189 | 29 | Water Surface |
| TVC 0-500 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 37 | Water Surface |
| BETON BLOCS | | 24 | Mohr-Coulomb | 9999 | 45 | Water Surface |
| SABLE | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 25 | Water Surface |
| BALLAST 40-70 mm | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| ENR 50-200 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| BETON ARME | | 25 | Mohr-Coulomb | 1000 | 45 | Water Surface |
| GRAVE | | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 37 | Water Surface |

# Slide Analysis Information

# SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

## 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 (User Defined)
Name: User Defined 1

| Type | Partial Factor |
|---|---|
| Permanent Actions: Unfavourable | 1 |
| Permanent Actions: Favourable | 1 |
| Variable Actions: Unfavourable | 1.3 |
| Variable Actions: Favourable | 0 |
| Effective cohesion | 1.375 |
| Coefficient of shearing resistance | 1.375 |
| 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

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 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

## Random Numbers

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

## Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 20
Number of iterations: 15
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

## *Loading*

2 Distributed Loads present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary
Load Action: Variable

### Distributed Load 2

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary
Load Action: Variable

## *Material Properties*

| Property | MARNE | ENR 1-15 | SCHISTE | TVC 0-500 | BETON BLOCS | SABLE | BALLAST 40-70 mm | ENR 50-200 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Color | | | | | | | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 20 | 20 | 20 | 19 | 24 | 19 | 19 | 19 |
| Cohesion [kPa] | 145 | 0.01 | 189 | 0.01 | 9999 | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| Friction Angle [deg] | 25 | 35 | 29 | 37 | 45 | 25 | 35 | 35 |
| Water Surface | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

| Property | BETON ARME | GRAVE |
|---|---|---|
| Color | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 25 | 18 |
| Cohesion [kPa] | 1000 | 0 |
| Friction Angle [deg] | 45 | 37 |
| Water Surface | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 |

## *Global Minimums*

### Method: bishop simplified

FS: 1.574120
Axis Location: 2181.007, 1845.219
Left Slip Surface Endpoint: 2176.943, 1805.709
Right Slip Surface Endpoint: 2210.176, 1818.262
Left Slope Intercept: 2176.943 1815.905
Right Slope Intercept: 2210.176 1818.262
Resisting Moment=74406.7 kN-m
Driving Moment=61284.7 kN-m
Total Slice Area=362.099 m2

## Global Minimum Coordinates

### Method: bishop simplified

| X | Y |
|---|---|
| 2176.94 | 1805.71 |
| 2180.63 | 1805.1 |
| 2185.2 | 1804.07 |
| 2190.9 | 1802.72 |
| 2194.19 | 1803.53 |
| 2196.5 | 1804.06 |
| 2198.56 | 1804.96 |
| 2198.71 | 1805.02 |
| 2205.81 | 1811.89 |
| 2208.84 | 1814.82 |
| 2210.18 | 1818.26 |

## Valid / Invalid Surfaces

### Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 16099
Number of Invalid Surfaces: 40902

#### Error Codes:

Error Code -105 reported for 12394 surfaces
Error Code -106 reported for 7397 surfaces
Error Code -107 reported for 1678 surfaces
Error Code -108 reported for 10835 surfaces
Error Code -111 reported for 19 surfaces
Error Code -112 reported for 47 surfaces
Error Code -123 reported for 8343 surfaces
Error Code -1000 reported for 189 surfaces

#### Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
-106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
-107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
-108 = Total driving moment or total driving force $< 0.1$. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
-111 = safety factor equation did not converge
-112 = The coefficient M-Alpha = cos(alpha)(1+tan(alpha)tan(phi)/F) $< 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
-123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.
-1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

## Slice Data

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.21412

| Slice Number | Width [m] | Weight [kN] | Base Material | Base Cohesion [kPa] | Base Friction Angle [degrees] | Shear Stress [kPa] | Shear Strength [kPa] | Base Normal Stress [kPa] | Pore Pressure [kPa] | Effective Normal Stress [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.84181 | 189.544 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 0.416094 | 0.505188 | 102.981 | 101.512 | 1.46865 |
| 2 | 1.84181 | 200.201 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 1.23572 | 1.50031 | 108.902 | 104.5 | 4.4025 |
| 3 | 1.52302 | 174.921 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 2.14496 | 2.60424 | 115.335 | 107.677 | 7.65799 |
| 4 | 1.52302 | 184.851 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 3.08501 | 3.74557 | 122.066 | 111.043 | 11.0233 |
| 5 | 1.52302 | 194.781 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 4.02505 | 4.88689 | 128.798 | 114.41 | 14.3883 |
| 6 | 1.31899 | 176.907 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 4.94109 | 5.99907 | 135.296 | 117.628 | 17.6678 |
| 7 | 1.31899 | 185.043 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 5.8681 | 7.12458 | 141.683 | 120.697 | 20.9865 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 1.31899 | 194.054 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 6.99373 | 8.49122 | 148.782 | 123.766 | 25.0162 |
| 9 | 1.75083 | 271.801 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 13.0032 | 15.7875 | 158.325 | 127.337 | 30.9879 |
| 10 | 1.64158 | 593.908 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 89.0804 | 108.154 | 339.752 | 127.382 | 212.37 |
| 11 | 1.64158 | 580.567 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 87.5064 | 106.243 | 332.015 | 123.398 | 208.617 |
| 12 | 2.31683 | 797.646 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 86.2808 | 104.755 | 324.494 | 118.8 | 205.694 |
| 13 | 1.48701 | 450.746 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 109.811 | 133.323 | 374.805 | 113.011 | 261.794 |
| 14 | 0.565869 | 159.616 | BALLAST 40-70 mm | 0.00727273 | 26.9871 | 61.5035 | 74.6727 | 255.238 | 108.618 | 146.62 |
| 15 | 0.153667 | 42.8425 | BALLAST 40-70 mm | 0.00727273 | 26.9871 | 60.8895 | 73.9272 | 252.235 | 107.078 | 145.157 |
| 16 | 1.41961 | 351.966 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 46.4806 | 56.433 | 202.973 | 100.014 | 102.959 |
| 17 | 1.41961 | 303.843 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 40.0618 | 48.6399 | 175.283 | 86.5438 | 88.7391 |
| 18 | 1.41961 | 266.807 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 36.0969 | 43.826 | 153.029 | 73.0737 | 79.9557 |
| 19 | 1.41961 | 229.771 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 32.1321 | 39.0122 | 130.775 | 59.6036 | 71.1719 |
| 20 | 1.41961 | 192.735 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 28.1671 | 34.1983 | 108.522 | 46.1335 | 62.388 |
| 21 | 1.51702 | 165.071 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 24.0871 | 29.2446 | 85.566 | 32.2172 | 53.3488 |
| 22 | 1.51702 | 122.871 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 19.8566 | 24.1083 | 61.8316 | 17.8546 | 43.977 |
| 23 | 1.02567 | 43.0068 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 37.0626 | 44.9985 | 82.0946 | 0 | 82.0946 |
| 24 | 0.174302 | 2.2179 | GRAVE | 0 | 28.7245 | 30.9716 | 37.6032 | 68.614 | 0 | 68.614 |
| 25 | 0.134397 | 0.58291 | BETON ARME | 727.273 | 36.0274 | 268.207 | 325.636 | -552.253 | 0 | -552.253 |

## *Interslice Data*

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.21412

| Slice Number | X coordinate [m] | Y coordinate - Bottom [m] | Interslice Normal Force [kN] | Interslice Shear Force [kN] | Interslice Force Angle [degrees] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2176.94 | 1805.71 | 509.874 | 0 | 0 |
| 2 | 2178.78 | 1805.4 | 32.1289 | 0 | 0 |
| 3 | 2180.63 | 1805.1 | 67.571 | 0 | 0 |
| 4 | 2182.15 | 1804.76 | 110.416 | 0 | 0 |
| 5 | 2183.67 | 1804.41 | 157.002 | 0 | 0 |
| 6 | 2185.2 | 1804.07 | 207.33 | 0 | 0 |
| 7 | 2186.51 | 1803.76 | 256.176 | 0 | 0 |
| 8 | 2187.83 | 1803.45 | 308.243 | 0 | 0 |
| 9 | 2189.15 | 1803.13 | 364.016 | 0 | 0 |
| 10 | 2190.9 | 1802.72 | 962.408 | 0 | 0 |
| 11 | 2192.54 | 1803.12 | 970.662 | 0 | 0 |
| 12 | 2194.19 | 1803.53 | 979.475 | 0 | 0 |
| 13 | 2196.5 | 1804.06 | 1006.94 | 0 | 0 |
| 14 | 2197.99 | 1804.71 | 927.059 | 0 | 0 |
| 15 | 2198.56 | 1804.96 | 898.845 | 0 | 0 |
| 16 | 2198.71 | 1805.02 | 891.29 | 0 | 0 |
| 17 | 2200.13 | 1806.4 | 678.572 | 0 | 0 |
| 18 | 2201.55 | 1807.77 | 494.764 | 0 | 0 |
| 19 | 2202.97 | 1809.14 | 335.883 | 0 | 0 |
| 20 | 2204.39 | 1810.52 | 201.931 | 0 | 0 |
| 21 | 2205.81 | 1811.89 | 92.9069 | 0 | 0 |
| 22 | 2207.32 | 1813.35 | 4.17209 | 0 | 0 |
| 23 | 2208.84 | 1814.82 | -56.2309 | 0 | 0 |
| 24 | 2209.87 | 1817.46 | -235.603 | 0 | 0 |
| 25 | 2210.04 | 1817.92 | -261.081 | 0 | 0 |
| 26 | 2210.18 | 1818.26 | 0 | 0 | 0 |

## *List Of Coordinates*

### Water Table

| X | Y |
|---|---|
| 2138.78 | 1815.91 |
| 2228.5 | 1815.91 |

## Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2197.81 | 1818.26 |
| 2196.5 | 1818.26 |

## Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2210.18 | 1818.26 |
| 2208.84 | 1818.26 |

## External Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.71 |
| 2186.75 | 1805.71 |
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2138.82 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1818.26 |
| 2196.5 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1816 |
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2190.9 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1807.52 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1816 |
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2196.5 | 1818.26 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2199.7 | 1806.02 |
| 2199.7 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1815.32 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1810.02 |
| 2198 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2198 | 1812.52 |
| 2198 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.75 | 1802.71 |
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2189.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.01 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.45 |
| 2190.9 | 1805.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2201.15 | 1805.02 |
| 2200.6 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2186.92 | 1804.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.32 |
| 2190.9 | 1805.45 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2186.92 | 1804.71 |
| 2189.1 | 1804.71 |

### Material Boundary

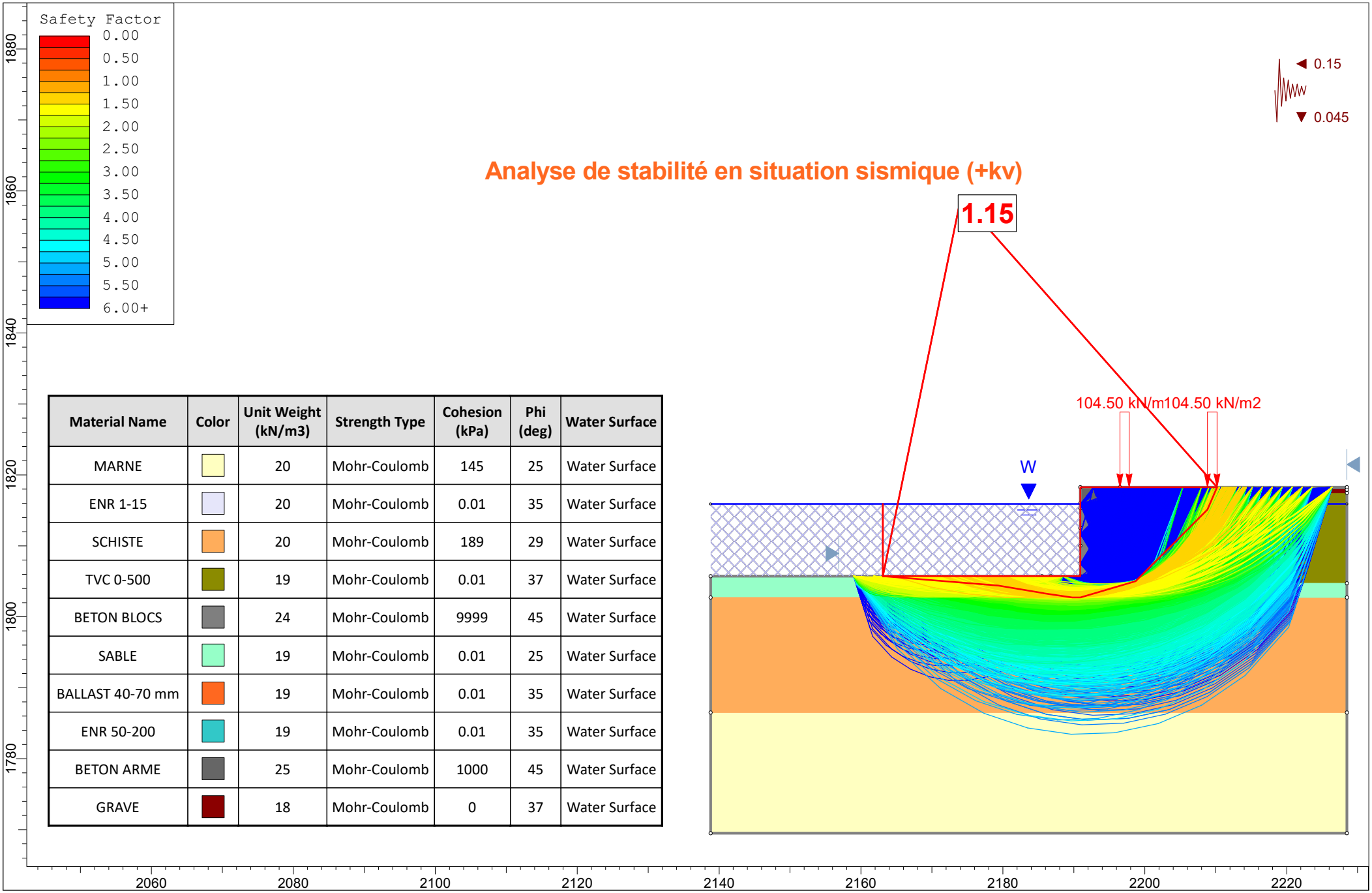
| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1816 |
| 2196.5 | 1816 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1817.92 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.46 |




| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m3) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (deg) | Water Surface |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MARNE | | 20 | Mohr-Coulomb | 145 | 25 | Water Surface |
| ENR 1-15 | | 20 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| SCHISTE | | 20 | Mohr-Coulomb | 189 | 29 | Water Surface |
| TVC 0-500 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 37 | Water Surface |
| BETON BLOCS | | 24 | Mohr-Coulomb | 9999 | 45 | Water Surface |
| SABLE | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 25 | Water Surface |
| BALLAST 40-70 mm | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| ENR 50-200 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| BETON ARME | | 25 | Mohr-Coulomb | 1000 | 45 | Water Surface |
| GRAVE | | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 37 | Water Surface |

# Slide Analysis Information

# SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

## 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 (User Defined)
Name: User Defined 1

| Type | Partial Factor |
|---|---|
| Permanent Actions: Unfavourable | 1 |
| Permanent Actions: Favourable | 1 |
| Variable Actions: Unfavourable | 1.3 |
| Variable Actions: Favourable | 0 |
| Effective cohesion | 1.375 |
| Coefficient of shearing resistance | 1.375 |
| 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

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 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

## Random Numbers

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

## Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 20
Number of iterations: 15
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

## *Loading*

2 Distributed Loads present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary
Load Action: Variable

### Distributed Load 2

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary
Load Action: Variable

## *Material Properties*

| Property | MARNE | ENR 1-15 | SCHISTE | TVC 0-500 | BETON BLOCS | SABLE | BALLAST 40-70 mm | ENR 50-200 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Color | | | | | | | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 20 | 20 | 20 | 19 | 24 | 19 | 19 | 19 |
| Cohesion [kPa] | 145 | 0.01 | 189 | 0.01 | 9999 | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| Friction Angle [deg] | 25 | 35 | 29 | 37 | 45 | 25 | 35 | 35 |
| Water Surface | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

| Property | BETON ARME | GRAVE |
|---|---|---|
| Color | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 25 | 18 |
| Cohesion [kPa] | 1000 | 0 |
| Friction Angle [deg] | 45 | 37 |
| Water Surface | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 |

## *Global Minimums*

### Method: bishop simplified

FS: 1.214120
Axis Location: 2181.007, 1845.219
Left Slip Surface Endpoint: 2176.943, 1805.709
Right Slip Surface Endpoint: 2210.176, 1818.262
Left Slope Intercept: 2176.943 1815.905
Right Slope Intercept: 2210.176 1818.262
Resisting Moment=74406.7 kN-m
Driving Moment=61284.7 kN-m
Total Slice Area=362.099 m2

## Global Minimum Coordinates

### Method: bishop simplified

| X | Y |
|---|---|
| 2176.94 | 1805.71 |
| 2180.63 | 1805.1 |
| 2185.2 | 1804.07 |
| 2190.9 | 1802.72 |
| 2194.19 | 1803.53 |
| 2196.5 | 1804.06 |
| 2198.56 | 1804.96 |
| 2198.71 | 1805.02 |
| 2205.81 | 1811.89 |
| 2208.84 | 1814.82 |
| 2210.18 | 1818.26 |

## Valid / Invalid Surfaces

### Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 16099
Number of Invalid Surfaces: 40902

#### Error Codes:

Error Code -105 reported for 12394 surfaces
Error Code -106 reported for 7397 surfaces
Error Code -107 reported for 1678 surfaces
Error Code -108 reported for 10835 surfaces
Error Code -111 reported for 19 surfaces
Error Code -112 reported for 47 surfaces
Error Code -123 reported for 8343 surfaces
Error Code -1000 reported for 189 surfaces

#### Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
-106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
-107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
-108 = Total driving moment or total driving force $< 0.1$. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
-111 = safety factor equation did not converge
-112 = The coefficient M-Alpha = cos(alpha)(1+tan(alpha)tan(phi)/F) $< 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
-123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.
-1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

## Slice Data

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.21412

| Slice Number | Width [m] | Weight [kN] | Base Material | Base Cohesion [kPa] | Base Friction Angle [degrees] | Shear Stress [kPa] | Shear Strength [kPa] | Base Normal Stress [kPa] | Pore Pressure [kPa] | Effective Normal Stress [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.84181 | 189.544 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 0.416094 | 0.505188 | 102.981 | 101.512 | 1.46865 |
| 2 | 1.84181 | 200.201 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 1.23572 | 1.50031 | 108.902 | 104.5 | 4.4025 |
| 3 | 1.52302 | 174.921 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 2.14496 | 2.60424 | 115.335 | 107.677 | 7.65799 |
| 4 | 1.52302 | 184.851 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 3.08501 | 3.74557 | 122.066 | 111.043 | 11.0233 |
| 5 | 1.52302 | 194.781 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 4.02505 | 4.88689 | 128.798 | 114.41 | 14.3883 |
| 6 | 1.31899 | 176.907 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 4.94109 | 5.99907 | 135.296 | 117.628 | 17.6678 |
| 7 | 1.31899 | 185.043 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 5.8681 | 7.12458 | 141.683 | 120.697 | 20.9865 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8 | 1.31899 | 194.054 | SABLE | 0.00727273 | 18.7335 | 6.99373 | 8.49122 | 148.782 | 123.766 | 25.0162 |
| 9 | 1.75083 | 271.801 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 13.0032 | 15.7875 | 158.325 | 127.337 | 30.9879 |
| 10 | 1.64158 | 593.908 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 89.0804 | 108.154 | 339.752 | 127.382 | 212.37 |
| 11 | 1.64158 | 580.567 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 87.5064 | 106.243 | 332.015 | 123.398 | 208.617 |
| 12 | 2.31683 | 797.646 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 86.2808 | 104.755 | 324.494 | 118.8 | 205.694 |
| 13 | 1.48701 | 450.746 | ENR 1-15 | 0.00727273 | 26.9871 | 109.811 | 133.323 | 374.805 | 113.011 | 261.794 |
| 14 | 0.565869 | 159.616 | BALLAST 40-70 mm | 0.00727273 | 26.9871 | 61.5035 | 74.6727 | 255.238 | 108.618 | 146.62 |
| 15 | 0.153667 | 42.8425 | BALLAST 40-70 mm | 0.00727273 | 26.9871 | 60.8895 | 73.9272 | 252.235 | 107.078 | 145.157 |
| 16 | 1.41961 | 351.966 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 46.4806 | 56.433 | 202.973 | 100.014 | 102.959 |
| 17 | 1.41961 | 303.843 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 40.0618 | 48.6399 | 175.283 | 86.5438 | 88.7391 |
| 18 | 1.41961 | 266.807 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 36.0969 | 43.826 | 153.029 | 73.0737 | 79.9557 |
| 19 | 1.41961 | 229.771 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 32.1321 | 39.0122 | 130.775 | 59.6036 | 71.1719 |
| 20 | 1.41961 | 192.735 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 28.1671 | 34.1983 | 108.522 | 46.1335 | 62.388 |
| 21 | 1.51702 | 165.071 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 24.0871 | 29.2446 | 85.566 | 32.2172 | 53.3488 |
| 22 | 1.51702 | 122.871 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 19.8566 | 24.1083 | 61.8316 | 17.8546 | 43.977 |
| 23 | 1.02567 | 43.0068 | TVC 0-500 | 0.00727273 | 28.7245 | 37.0626 | 44.9985 | 82.0946 | 0 | 82.0946 |
| 24 | 0.174302 | 2.2179 | GRAVE | 0 | 28.7245 | 30.9716 | 37.6032 | 68.614 | 0 | 68.614 |
| 25 | 0.134397 | 0.58291 | BETON ARME | 727.273 | 36.0274 | 268.207 | 325.636 | -552.253 | 0 | -552.253 |

## *Interslice Data*

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.21412

| Slice Number | X coordinate [m] | Y coordinate - Bottom [m] | Interslice Normal Force [kN] | Interslice Shear Force [kN] | Interslice Force Angle [degrees] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2176.94 | 1805.71 | 509.874 | 0 | 0 |
| 2 | 2178.78 | 1805.4 | 32.1289 | 0 | 0 |
| 3 | 2180.63 | 1805.1 | 67.571 | 0 | 0 |
| 4 | 2182.15 | 1804.76 | 110.416 | 0 | 0 |
| 5 | 2183.67 | 1804.41 | 157.002 | 0 | 0 |
| 6 | 2185.2 | 1804.07 | 207.33 | 0 | 0 |
| 7 | 2186.51 | 1803.76 | 256.176 | 0 | 0 |
| 8 | 2187.83 | 1803.45 | 308.243 | 0 | 0 |
| 9 | 2189.15 | 1803.13 | 364.016 | 0 | 0 |
| 10 | 2190.9 | 1802.72 | 962.408 | 0 | 0 |
| 11 | 2192.54 | 1803.12 | 970.662 | 0 | 0 |
| 12 | 2194.19 | 1803.53 | 979.475 | 0 | 0 |
| 13 | 2196.5 | 1804.06 | 1006.94 | 0 | 0 |
| 14 | 2197.99 | 1804.71 | 927.059 | 0 | 0 |
| 15 | 2198.56 | 1804.96 | 898.845 | 0 | 0 |
| 16 | 2198.71 | 1805.02 | 891.29 | 0 | 0 |
| 17 | 2200.13 | 1806.4 | 678.572 | 0 | 0 |
| 18 | 2201.55 | 1807.77 | 494.764 | 0 | 0 |
| 19 | 2202.97 | 1809.14 | 335.883 | 0 | 0 |
| 20 | 2204.39 | 1810.52 | 201.931 | 0 | 0 |
| 21 | 2205.81 | 1811.89 | 92.9069 | 0 | 0 |
| 22 | 2207.32 | 1813.35 | 4.17209 | 0 | 0 |
| 23 | 2208.84 | 1814.82 | -56.2309 | 0 | 0 |
| 24 | 2209.87 | 1817.46 | -235.603 | 0 | 0 |
| 25 | 2210.04 | 1817.92 | -261.081 | 0 | 0 |
| 26 | 2210.18 | 1818.26 | 0 | 0 | 0 |

## *List Of Coordinates*

### Water Table

| X | Y |
|---|---|
| 2138.78 | 1815.91 |
| 2228.5 | 1815.91 |

## Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2197.81 | 1818.26 |
| 2196.5 | 1818.26 |

## Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2210.18 | 1818.26 |
| 2208.84 | 1818.26 |

## External Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.71 |
| 2186.75 | 1805.71 |
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2138.82 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1818.26 |
| 2196.5 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1816 |
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2190.9 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1807.52 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1816 |
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2196.5 | 1818.26 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2199.7 | 1806.02 |
| 2199.7 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1815.32 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1810.02 |
| 2198 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2198 | 1812.52 |
| 2198 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.75 | 1802.71 |
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2189.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.01 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.45 |
| 2190.9 | 1805.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2201.15 | 1805.02 |
| 2200.6 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2186.92 | 1804.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.32 |
| 2190.9 | 1805.45 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2186.92 | 1804.71 |
| 2189.1 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1816 |
| 2196.5 | 1816 |

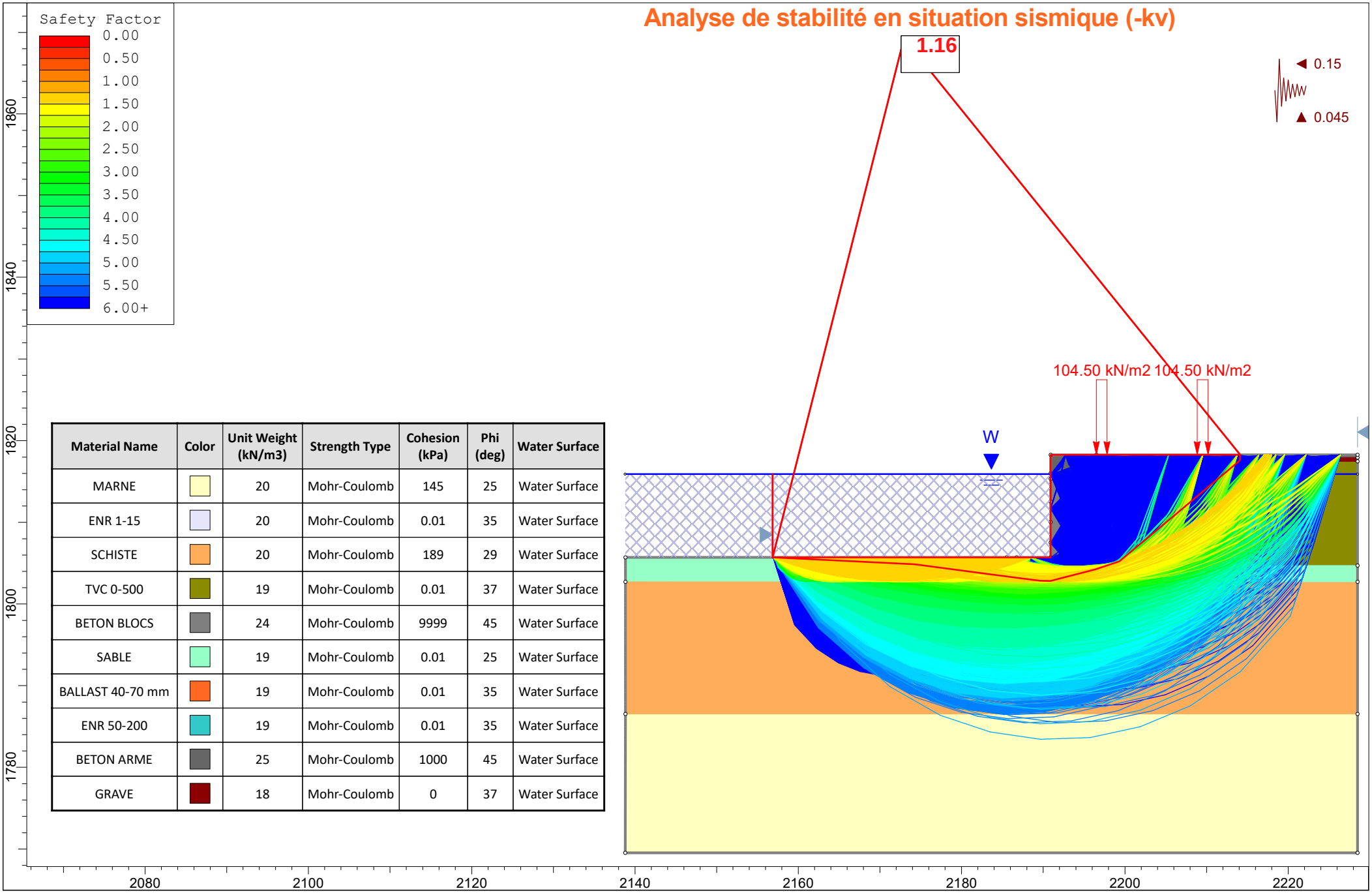
### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1817.92 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.46 |

# Analyse de stabilité en situation sismique (-kv)




| Material Name | Color | Unit Weight (kN/m3) | Strength Type | Cohesion (kPa) | Phi (deg) | Water Surface |
|---|---|---|---|---|---|---|
| MARNE | | 20 | Mohr-Coulomb | 145 | 25 | Water Surface |
| ENR 1-15 | | 20 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| SCHISTE | | 20 | Mohr-Coulomb | 189 | 29 | Water Surface |
| TVC 0-500 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 37 | Water Surface |
| BETON BLOCS | | 24 | Mohr-Coulomb | 9999 | 45 | Water Surface |
| SABLE | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 25 | Water Surface |
| BALLAST 40-70 mm | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| ENR 50-200 | | 19 | Mohr-Coulomb | 0.01 | 35 | Water Surface |
| BETON ARME | | 25 | Mohr-Coulomb | 1000 | 45 | Water Surface |
| GRAVE | | 18 | Mohr-Coulomb | 0 | 37 | Water Surface |

# Slide Analysis Information

# SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

## General Settings

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

## Analysis Options

### Analysis Methods Used

Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50
Check malpha < 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

## Surface Options

Search Method: Auto Refine Search
Divisions along slope: 20
Circles per division: 20
Number of iterations: 15
Divisions to use in next iteration: 50%
Number of vertices per surface: 12
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

## Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.15
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.045
2 Distributed Loads present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary

### Distributed Load 2

Distribution: Constant
Magnitude [kPa]: 104.5
Orientation: Normal to boundary

## Material Properties

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | **BALLAST 40-70** | |

| | | | | | | | mm | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Color | | | | | | | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 20 | 20 | 20 | 19 | 24 | 19 | 19 | 19 |
| Cohesion [kPa] | 145 | 0.01 | 189 | 0.01 | 9999 | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| Friction Angle [deg] | 25 | 35 | 29 | 37 | 45 | 25 | 35 | 35 |
| Water Surface | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

| Property | BETON ARME | GRAVE |
|---|---|---|
| Color | | |
| Strength Type | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Unit Weight [kN/m3] | 25 | 18 |
| Cohesion [kPa] | 1000 | 0 |
| Friction Angle [deg] | 45 | 37 |
| Water Surface | Water Table | Water Table |
| Hu Value | 1 | 1 |

## *Global Minimums*

### Method: bishop simplified

FS: 1.025490
Axis Location: 2172.935, 1869.240
Left Slip Surface Endpoint: 2156.861, 1805.709
Right Slip Surface Endpoint: 2214.115, 1818.262
Left Slope Intercept: 2156.861 1815.905
Right Slope Intercept: 2214.115 1818.262
Resisting Moment=140383 kN-m
Driving Moment=136893 kN-m
Total Slice Area=608.733 m2

## *Global Minimum Coordinates*

### Method: bishop simplified

| X | Y |
|---|---|
| 2156.86 | 1805.71 |
| 2174.23 | 1804.86 |
| 2185.82 | 1803.33 |
| 2189.6 | 1802.83 |
| 2190.88 | 1802.81 |
| 2191.86 | 1803.07 |
| 2196.33 | 1804.22 |
| 2199.31 | 1805.23 |
| 2205.02 | 1809.98 |
| 2209.48 | 1813.72 |
| 2214.07 | 1817.57 |
| 2214.11 | 1818.26 |

## *Valid / Invalid Surfaces*

### Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 28607
Number of Invalid Surfaces: 28394

**Error Codes:**

Error Code -105 reported for 7475 surfaces
Error Code -106 reported for 7678 surfaces
Error Code -107 reported for 102 surfaces

Error Code -108 reported for 3120 surfaces
Error Code -111 reported for 24 surfaces
Error Code -112 reported for 184 surfaces
Error Code -123 reported for 9622 surfaces
Error Code -1000 reported for 189 surfaces

### Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-105 = More than two surface / slope intersections with no valid slip surface.
-106 = Average slice width is less than 0.0001 * (maximum horizontal extent of soil region). This limitation is imposed to avoid numerical errors which may result from too many slices, or too small a slip region.
-107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
-108 = Total driving moment or total driving force $< 0.1$. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
-111 = safety factor equation did not converge
-112 = The coefficient M-Alpha = cos(alpha)(1+tan(alpha)tan(phi)/F) $< 0.2$ for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.
-123 = Surface radius equal or less than the internal cutoff of 0.01.
-1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

## *Slice Data*

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.02549

| Slice Number | Width [m] | Weight [kN] | Base Material | Base Cohesion [kPa] | Base Friction Angle [degrees] | Shear Stress [kPa] | Shear Strength [kPa] | Base Normal Stress [kPa] | Pore Pressure [kPa] | Effective Normal Stress [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2.89496 | 293.434 | SABLE | 0.01 | 25 | 0.283723 | 0.290955 | 101.314 | 100.712 | 0.602172 |
| 2 | 2.89496 | 301.204 | SABLE | 0.01 | 25 | 0.831223 | 0.852411 | 103.904 | 102.097 | 1.80688 |
| 3 | 2.89496 | 308.973 | SABLE | 0.01 | 25 | 1.37873 | 1.41387 | 106.494 | 103.483 | 3.01058 |
| 4 | 2.89496 | 316.743 | SABLE | 0.01 | 25 | 1.92622 | 1.97532 | 109.083 | 104.869 | 4.21429 |
| 5 | 2.89496 | 324.512 | SABLE | 0.01 | 25 | 2.47372 | 2.53678 | 111.673 | 106.254 | 5.41899 |
| 6 | 2.89496 | 332.282 | SABLE | 0.01 | 25 | 3.02123 | 3.09824 | 114.263 | 107.64 | 6.6227 |
| 7 | 2.89733 | 346.988 | SABLE | 0.01 | 25 | 4.20052 | 4.30759 | 119.428 | 110.212 | 9.21636 |
| 8 | 2.89733 | 368.08 | SABLE | 0.01 | 25 | 5.74556 | 5.89201 | 126.585 | 113.971 | 12.6138 |
| 9 | 2.89733 | 389.171 | SABLE | 0.01 | 25 | 7.29059 | 7.47643 | 133.741 | 117.729 | 16.0122 |
| 10 | 2.89733 | 410.263 | SABLE | 0.01 | 25 | 8.83564 | 9.06086 | 140.898 | 121.488 | 19.4096 |
| 11 | 3.75737 | 565.951 | SABLE | 0.01 | 25 | 10.9167 | 11.195 | 149.791 | 125.804 | 23.9866 |
| 12 | 0.0229027 | 3.58628 | ENR 1-15 | 0.01 | 35 | 19.365 | 19.8586 | 156.603 | 128.256 | 28.3474 |
| 13 | 1.27762 | 201.215 | ENR 1-15 | 0.01 | 35 | 18.3212 | 18.7882 | 155.185 | 128.367 | 26.818 |
| 14 | 0.980844 | 349.211 | ENR 1-15 | 0.01 | 35 | 123.293 | 126.436 | 307.755 | 127.2 | 180.555 |
| 15 | 4.46942 | 1552.3 | ENR 1-15 | 0.01 | 35 | 122.752 | 125.881 | 300.049 | 120.286 | 179.763 |
| 16 | 1.44968 | 442.28 | ENR 1-15 | 0.01 | 35 | 150.336 | 154.168 | 332.393 | 112.232 | 220.161 |
| 17 | 0.933586 | 265.285 | BALLAST 40-70 mm | 0.01 | 35 | 92.6543 | 95.0161 | 243.963 | 108.281 | 135.682 |
| 18 | 0.596496 | 157.549 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 86.2378 | 88.436 | 223.09 | 105.744 | 117.346 |
| 19 | 2.8572 | 651.227 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 56.8344 | 58.2831 | 170.441 | 93.1096 | 77.331 |
| 20 | 2.8572 | 518.976 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 47.2934 | 48.4989 | 134.165 | 69.8182 | 64.3468 |
| 21 | 4.46237 | 551.129 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 42.362 | 43.4418 | 97.4394 | 39.8035 | 57.6359 |
| 22 | 2.23121 | 156.498 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 39.6159 | 40.6257 | 66.1491 | 12.2501 | 53.899 |
| 23 | 2.23121 | 77.1173 | TVC 0-500 | 0.01 | 37 | 15.0089 | 15.3915 | 20.4119 | 0 | 20.4119 |
| 24 | 0.122229 | 1.93747 | GRAVE | 0 | 37 | 6.88057 | 7.05596 | 9.36358 | 0 | 9.36358 |
| 25 | 0.0458328 | 0.369944 | GRAVE | 0 | 37 | 0.466849 | 0.478749 | 0.635321 | 0 | 0.635321 |

## *Interslice Data*

**Global Minimum Query (bishop simplified) - Safety Factor**: 1.02549

| Slice Number | X coordinate [m] | Y coordinate - Bottom [m] | Interslice Normal Force [kN] | Interslice Shear Force [kN] | Interslice Force Angle [degrees] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2156.86 | 1805.71 | 509.874 | 0 | 0 |
| 2 | 2159.76 | 1805.57 | 14.5494 | 0 | 0 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 2162.65 | 1805.43 | 29.8842 | 0 | 0 |
| 4 | 2165.55 | 1805.29 | 46.0044 | 0 | 0 |
| 5 | 2168.44 | 1805.14 | 62.91 | 0 | 0 |
| 6 | 2171.34 | 1805 | 80.6009 | 0 | 0 |
| 7 | 2174.23 | 1804.86 | 99.0772 | 0 | 0 |
| 8 | 2177.13 | 1804.48 | 148.425 | 0 | 0 |
| 9 | 2180.02 | 1804.1 | 201.828 | 0 | 0 |
| 10 | 2182.92 | 1803.71 | 259.286 | 0 | 0 |
| 11 | 2185.82 | 1803.33 | 320.798 | 0 | 0 |
| 12 | 2189.58 | 1802.83 | 407.721 | 0 | 0 |
| 13 | 2189.6 | 1802.83 | 408.444 | 0 | 0 |
| 14 | 2190.88 | 1802.81 | 423.867 | 0 | 0 |
| 15 | 2191.86 | 1803.07 | 923.417 | 0 | 0 |
| 16 | 2196.33 | 1804.22 | 893.558 | 0 | 0 |
| 17 | 2197.78 | 1804.71 | 882.285 | 0 | 0 |
| 18 | 2198.71 | 1805.02 | 852.01 | 0 | 0 |
| 19 | 2199.31 | 1805.23 | 834.839 | 0 | 0 |
| 20 | 2202.16 | 1807.6 | 494.872 | 0 | 0 |
| 21 | 2205.02 | 1809.98 | 233.61 | 0 | 0 |
| 22 | 2209.48 | 1813.72 | -24.93 | 0 | 0 |
| 23 | 2211.72 | 1815.59 | -83.8768 | 0 | 0 |
| 24 | 2213.95 | 1817.46 | -100.178 | 0 | 0 |
| 25 | 2214.07 | 1817.57 | -100.588 | 0 | 0 |
| 26 | 2214.11 | 1818.26 | 0 | 0 | 0 |

## *List Of Coordinates*

### Water Table

| X | Y |
|---|---|
| 2138.78 | 1815.91 |
| 2228.5 | 1815.91 |

### Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2197.81 | 1818.26 |
| 2196.5 | 1818.26 |

### Line Load

| X | Y |
|---|---|
| 2210.18 | 1818.26 |
| 2208.84 | 1818.26 |

### External Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.71 |
| 2186.75 | 1805.71 |
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1805.71 |
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2138.82 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1769.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1818.26 |

| | |
|---|---|
| 2196.5 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1818.26 |
| 2190.9 | 1816 |
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2190.9 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1807.52 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.32 |
| 2191.3 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.12 |
| 2196.1 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1815.32 |
| 2196.5 | 1816 |
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2196.5 | 1818.26 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2199.7 | 1806.02 |
| 2199.7 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2200.6 | 1804.71 |
| 2228.5 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1786.52 |
| 2228.5 | 1786.52 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1815.32 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1807.52 |
| 2198.8 | 1807.52 |
| | |

| | |
|---|---|
| 2198.8 | 1810.02 |
| 2198 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1812.52 |
| 2196.5 | 1812.52 |
| 2198 | 1812.52 |
| 2198 | 1810.02 |
| 2190.9 | 1810.02 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2189.75 | 1802.71 |
| 2189.1 | 1804.71 |
| 2189.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.01 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1805.01 |
| 2190.9 | 1805.45 |
| 2190.9 | 1805.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2138.82 | 1802.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2197.6 | 1802.71 |
| 2228.5 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2198.7 | 1805.02 |
| 2201.15 | 1805.02 |
| 2200.6 | 1804.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2185.5 | 1805.71 |
| 2186.92 | 1804.71 |
| 2189.75 | 1802.71 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2190.4 | 1805.01 |
| 2190.4 | 1805.32 |
| 2190.9 | 1805.45 |

### Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2186.92 | 1804.71 |
| | |

| | |
|---|---|
| 2189.1 | 1804.71 |

## Material Boundary

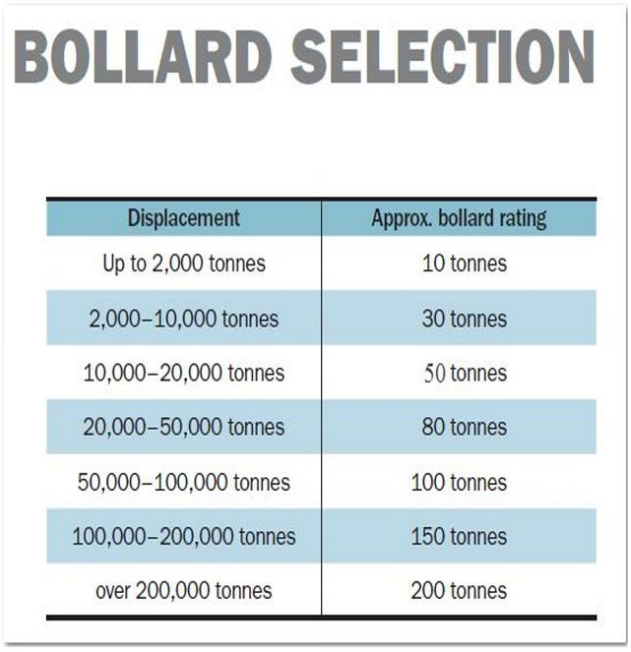
| X | Y |
|---|---|
| 2190.9 | 1816 |
| 2196.5 | 1816 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.92 |
| 2228.5 | 1817.92 |

## Material Boundary

| X | Y |
|---|---|
| 2196.5 | 1817.46 |
| 2228.5 | 1817.46 |



**BOLLARD SELECTION**

| Displacement | Approx. bollard rating |
|---|---|
| Up to 2,000 tonnes | 10 tonnes |
| 2,000–10,000 tonnes | 30 tonnes |
| 10,000–20,000 tonnes | 50 tonnes |
| 20,000–50,000 tonnes | 80 tonnes |
| 50,000–100,000 tonnes | 100 tonnes |
| 100,000–200,000 tonnes | 150 tonnes |
| over 200,000 tonnes | 200 tonnes |

*Figure.2.6. Choix du bollard en fonction de déplacement*

## ANNEXE 03: PARAMETRE ROBOT DU CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

**CAS 1** : la poutre de couronnement est modélisée en console aux extrémités sur une longueur de 1,50 m

- **Cartographie des moments :**
  - **A ELU**
  - **Dans le sens XX**

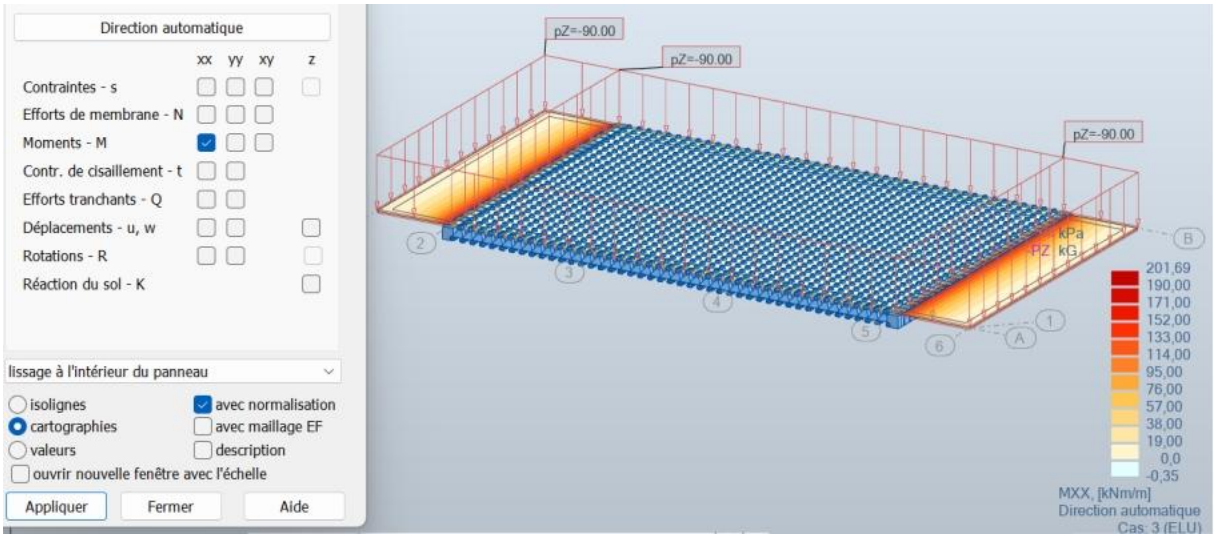



*Figure.1. Cartographie des moments fléchissants Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

- **<u>Dans le sens YY</u>**

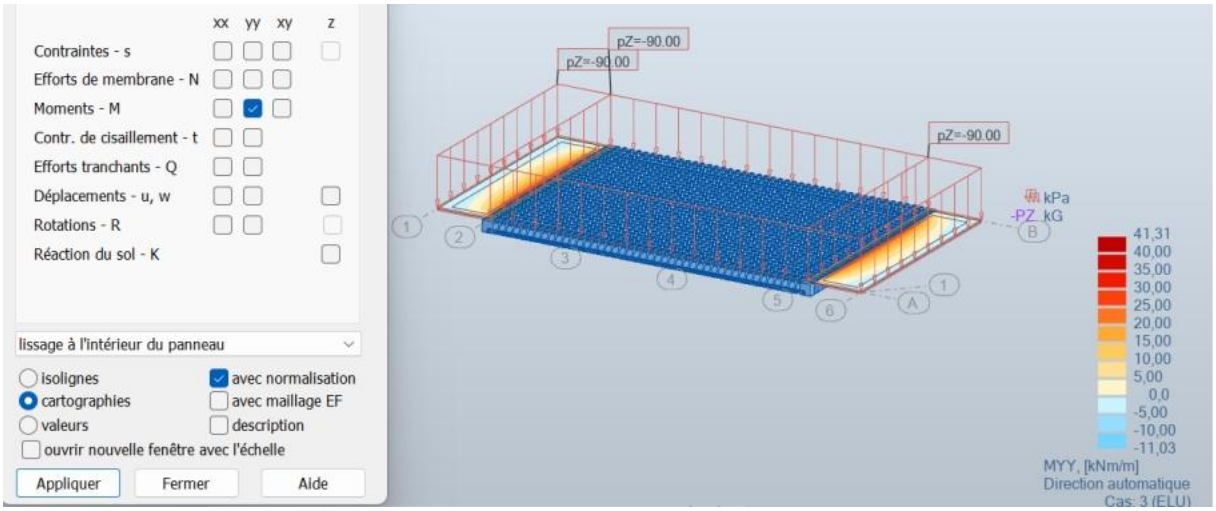


*Figure.2. Cartographie des moments fléchissants Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

A ELS :

Dans le sens XX

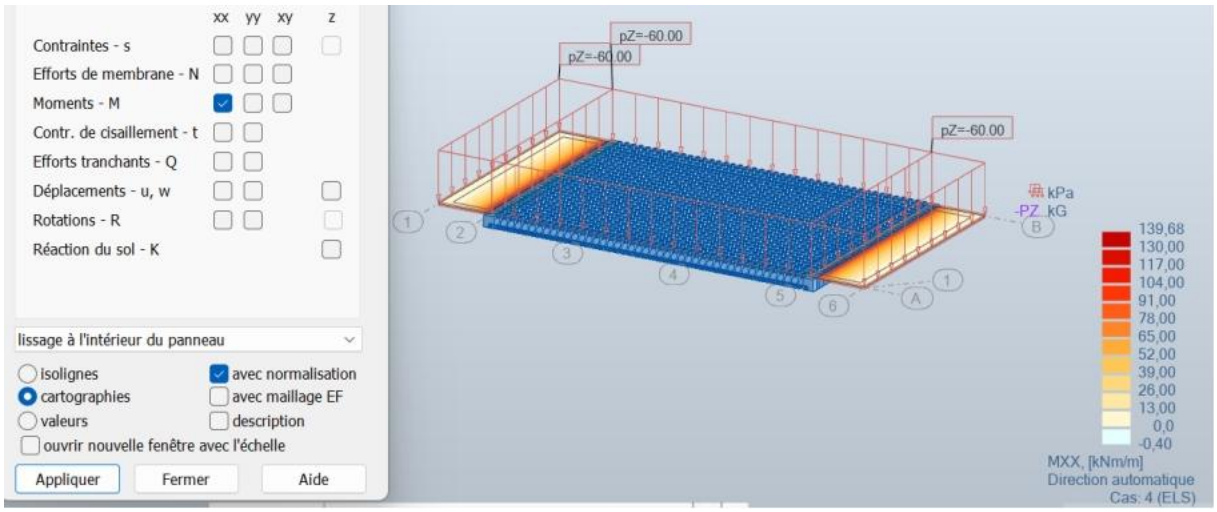



*Figure.3. Cartographie des moments fléchissants Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).*

- Dans le sens YY

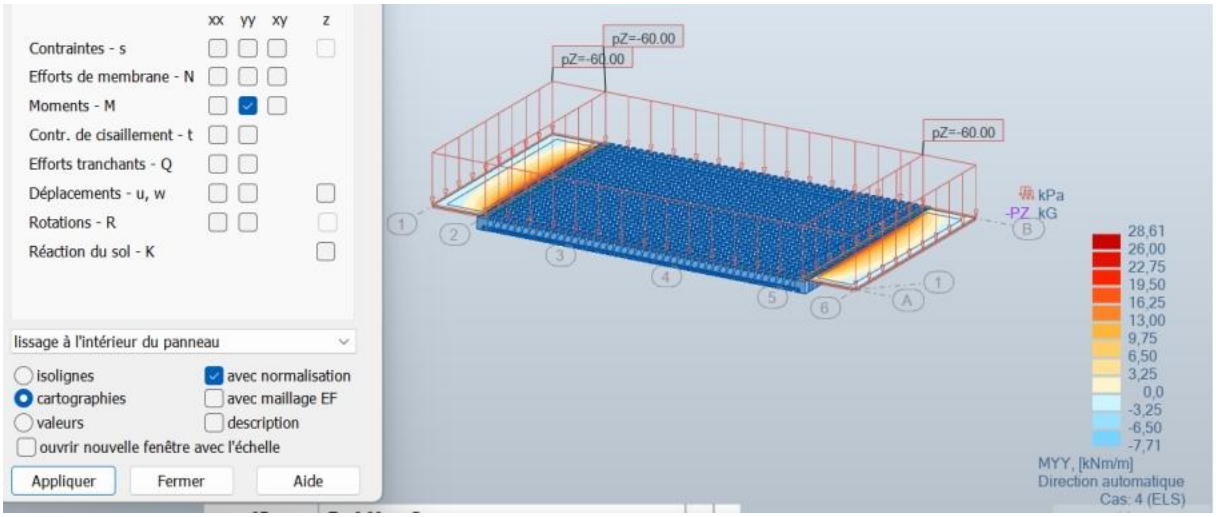



*Figure.4. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).*

## ➢ Cartographie de ferraillage

### - Nappe supérieure supérieure dans le sens XX :

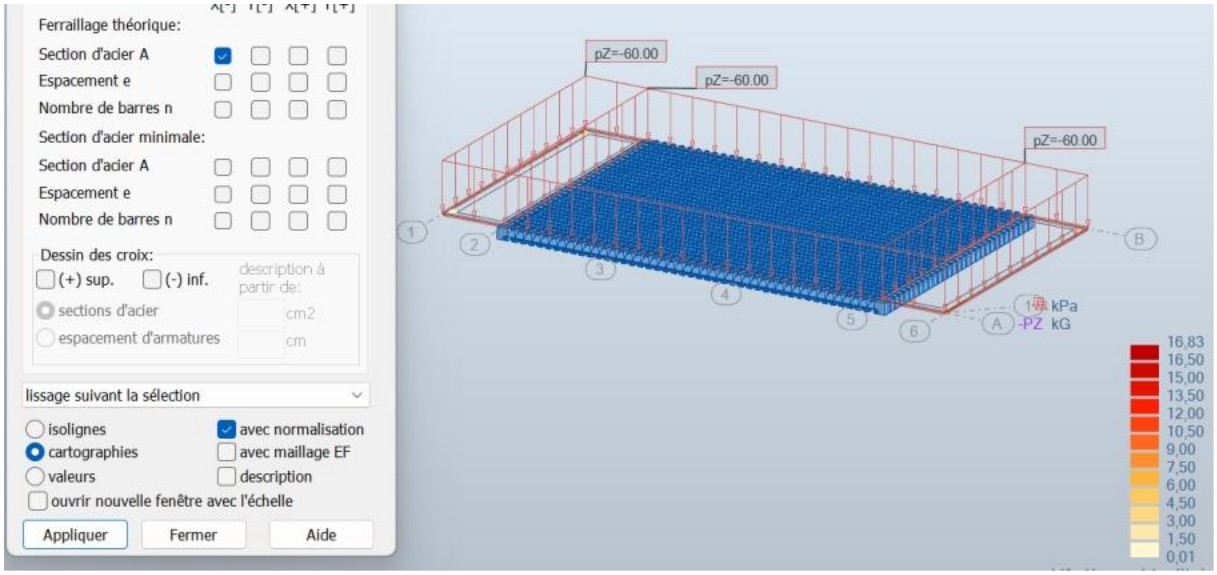



*Figure.5. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction X*

### - Nappe supérieure dans le sens YY :

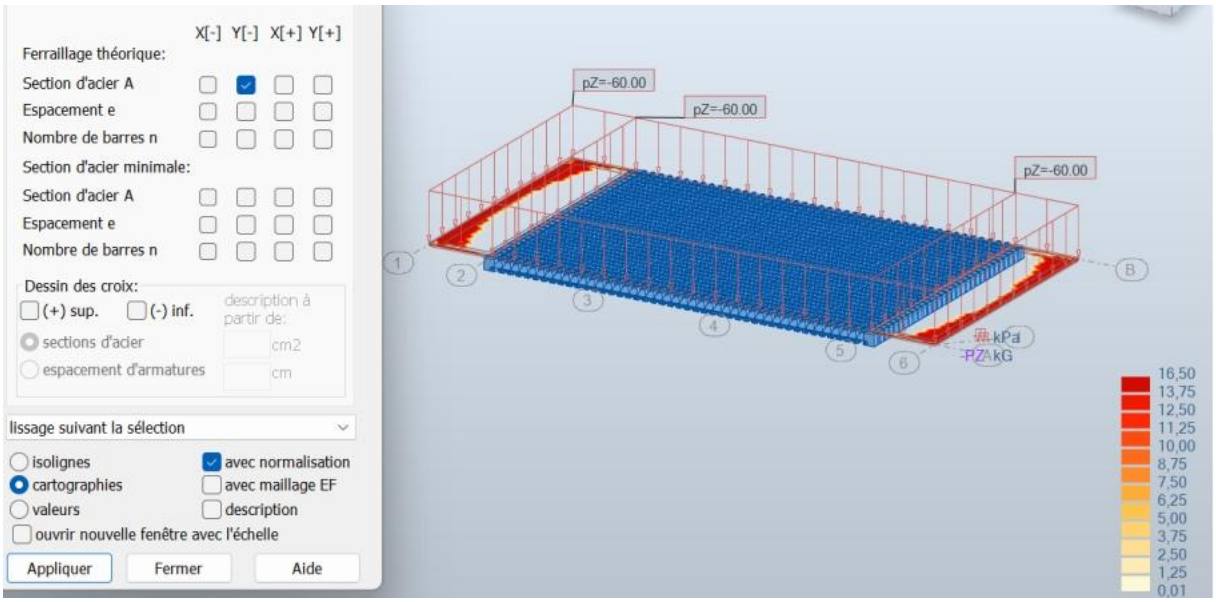



*Figure.6. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction Y*

### - Nappe inferieure dans le sens XX :

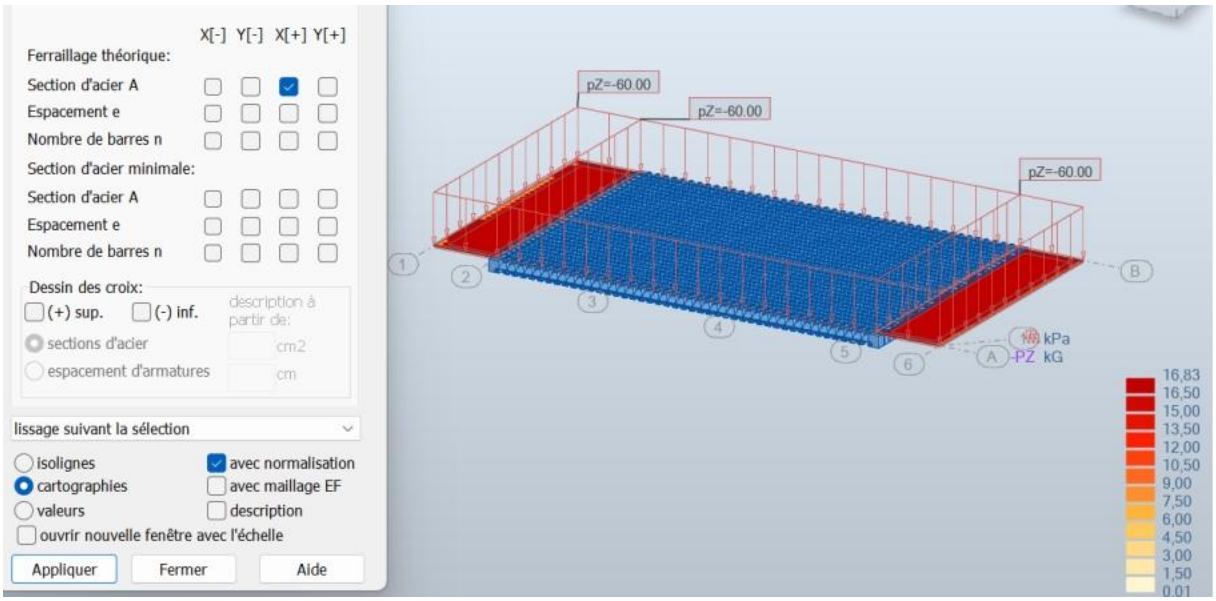



*Figure.7. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction X*

- **Nappe inferieure dans le sens YY**

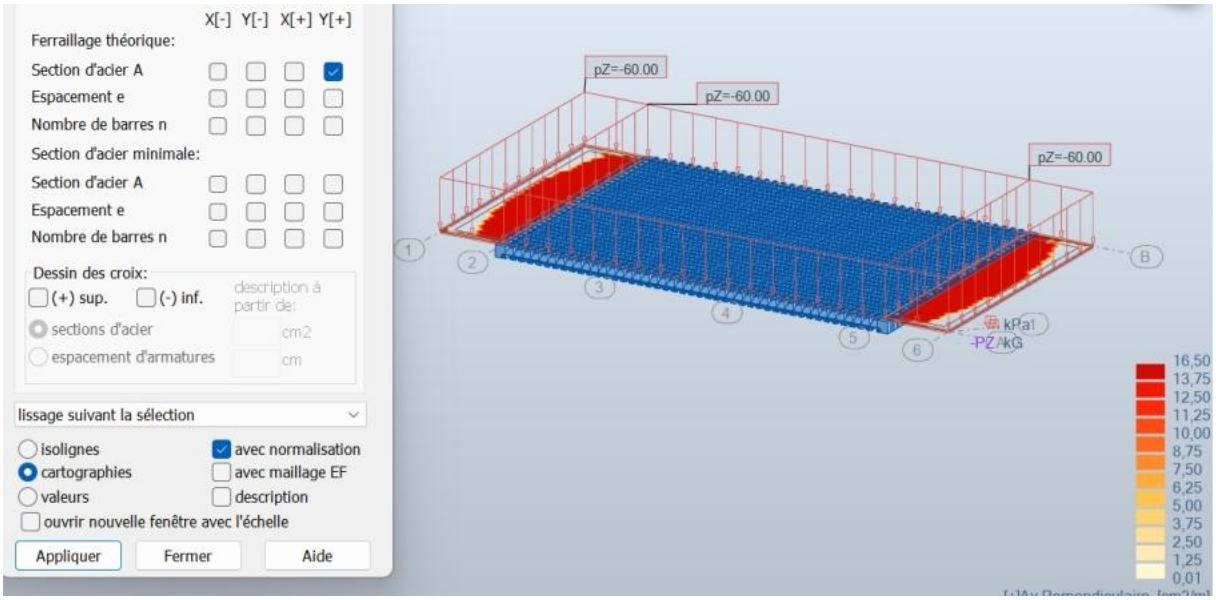



*Figure.8. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction Y*

**Cas 2** : la poutre de couronnement est supposée sans appui sur une longueur de 3,00 m au niveau central, représentant le tassement de la pile de blocs intermédiaire

- **Cartographie des moments**

  - **<u>A ELU :</u>**

- **Dans le sens XX**

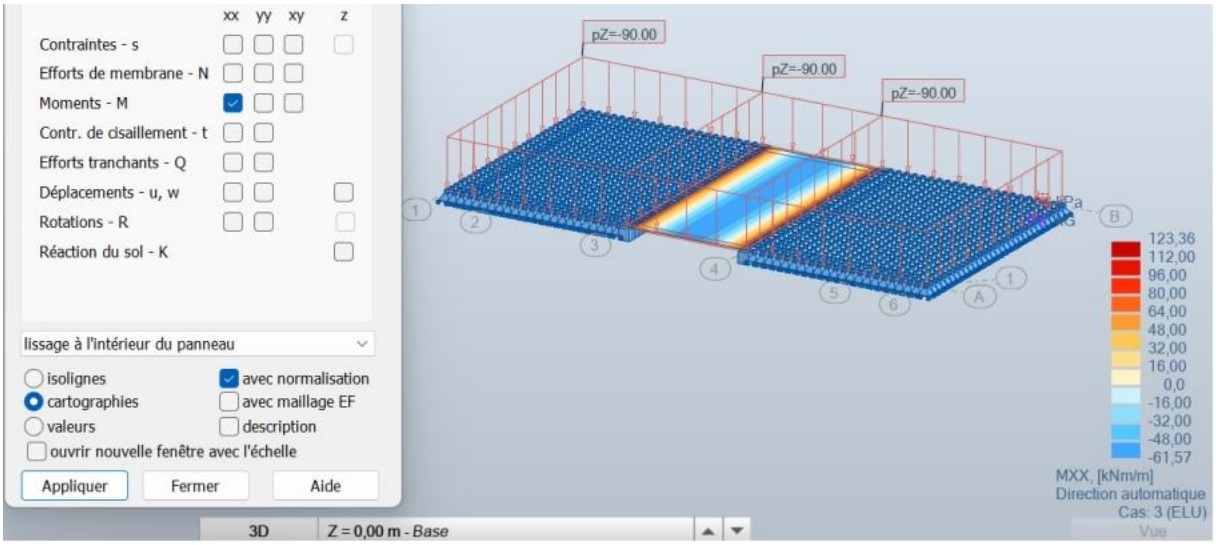



*Figure.9. Cartographie des moments fléchissants Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**- Dans le sens YY**

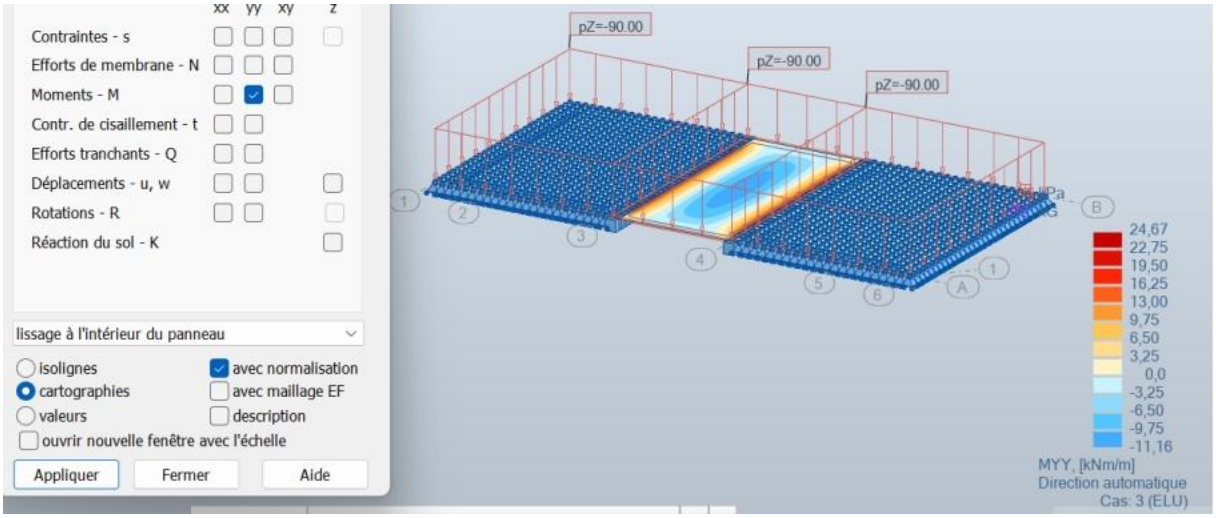



*Figure.10. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

- **A ELS :**

- **Dans le sens XX**

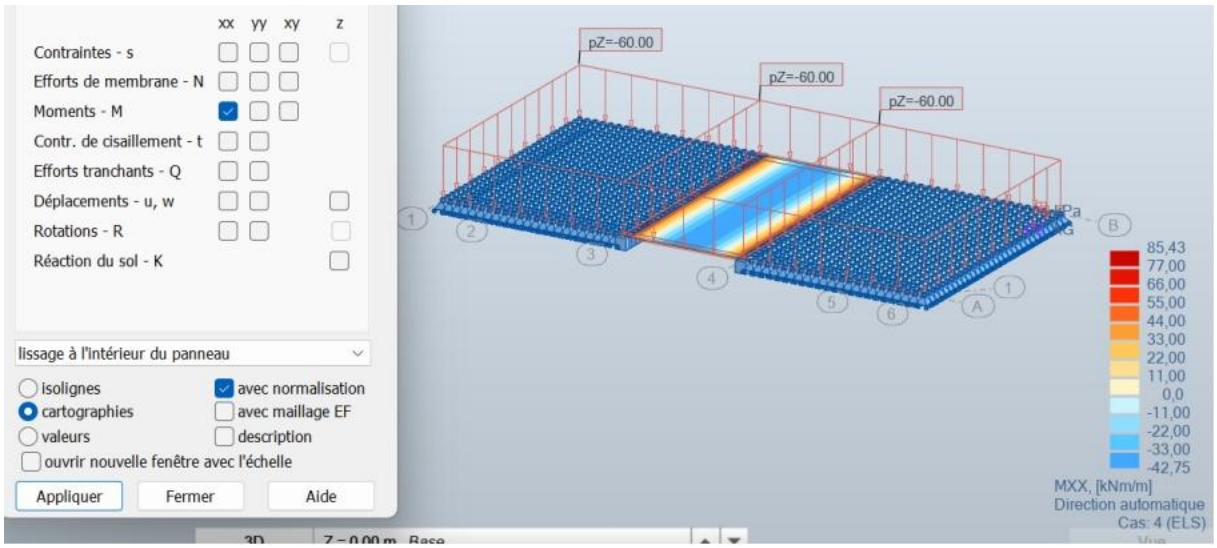



*Figure.11. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).*

- **<u>Dans le sens YY</u>**

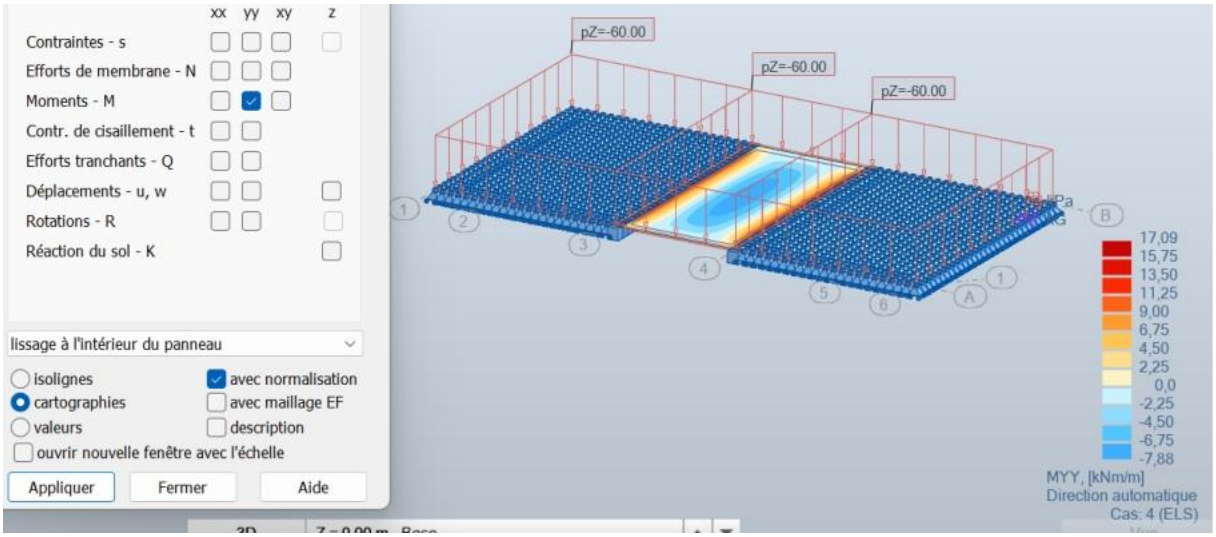



*Figure.12. Cartographie des moments fléchissants Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).*

- **Cartographie de ferraillage**

  - **Nappe supérieure dans le sens XX :**

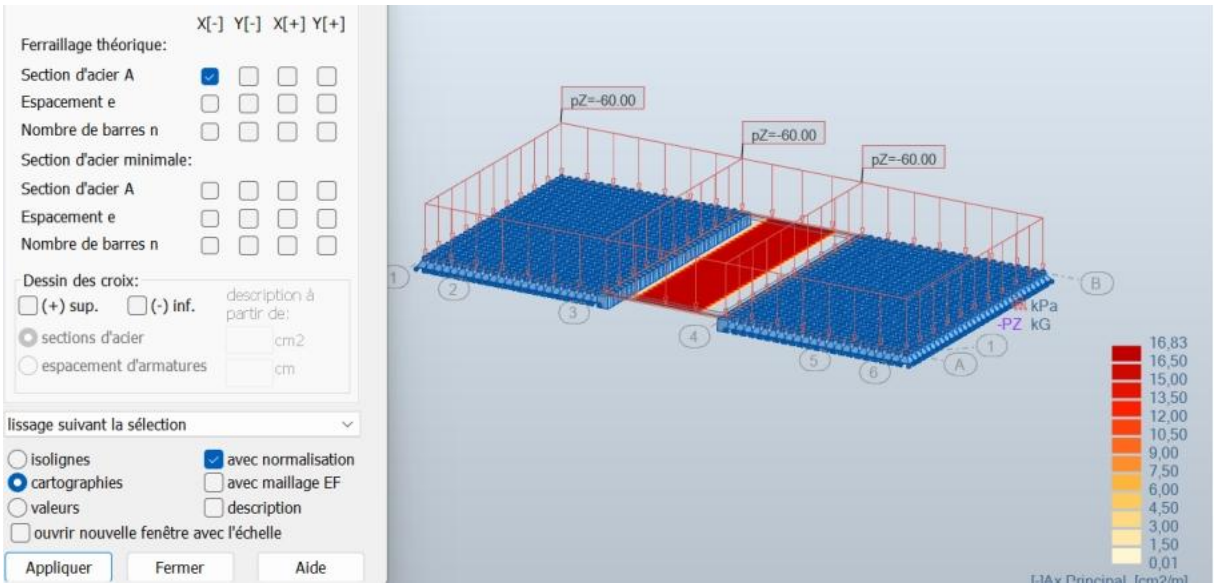



*Figure.13. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction X*

- **Nappe supérieure dans le sens YY :**

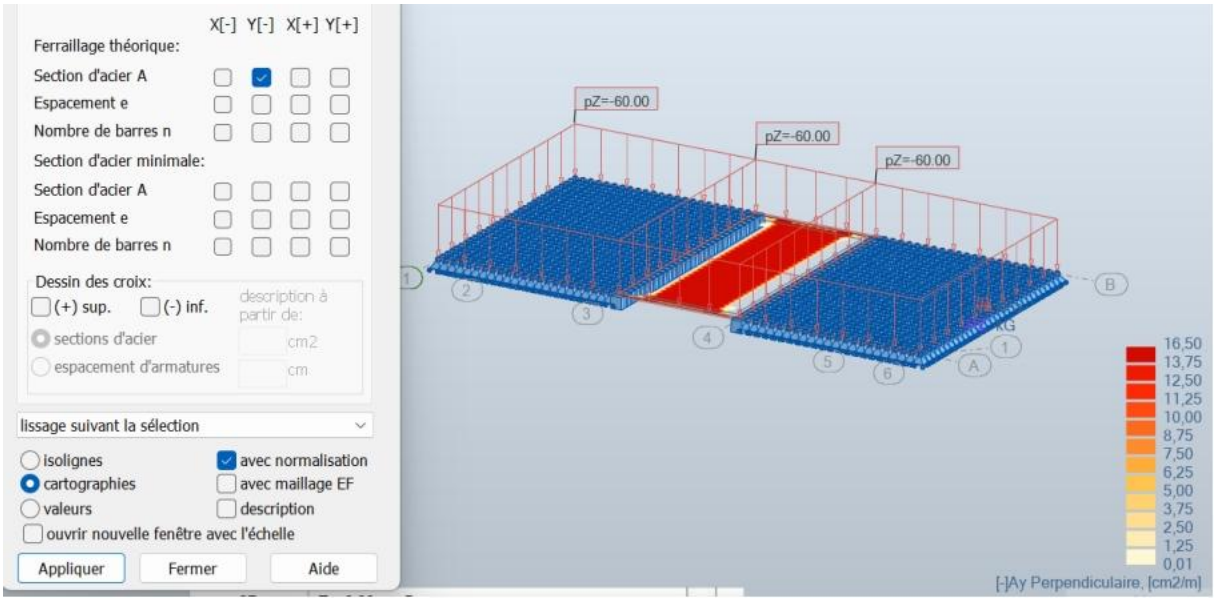



*Figure.14. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction YY*

- **Nappe inferieure dans le sens XX :**

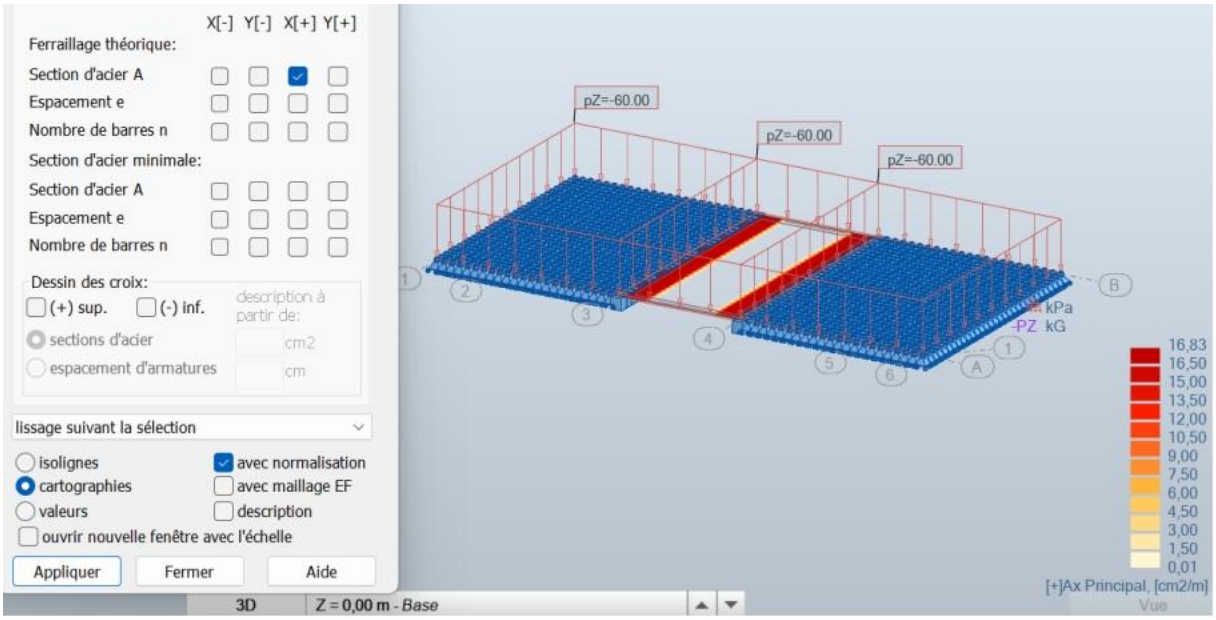



*Figure.15. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction X*

- **Nappe inferieure dans le sens YY :**

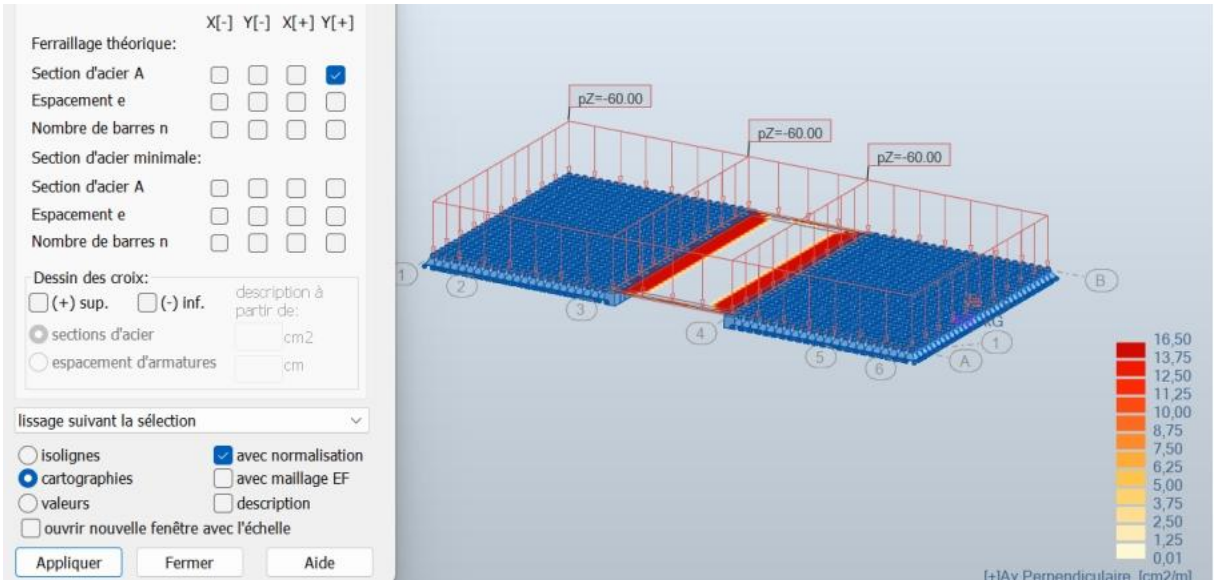



*Figure.16. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction Y*

**CAS 3 :** LA POUTRE DE COURONNEMENT REPOSANT SUR LA PILE D'EXTREMITE GAUCHE DE 1.50M ET ENCASTREE A DROITE

- **Cartographie des moments**
  - **A ELU :**
  - **Dans le sens XX**

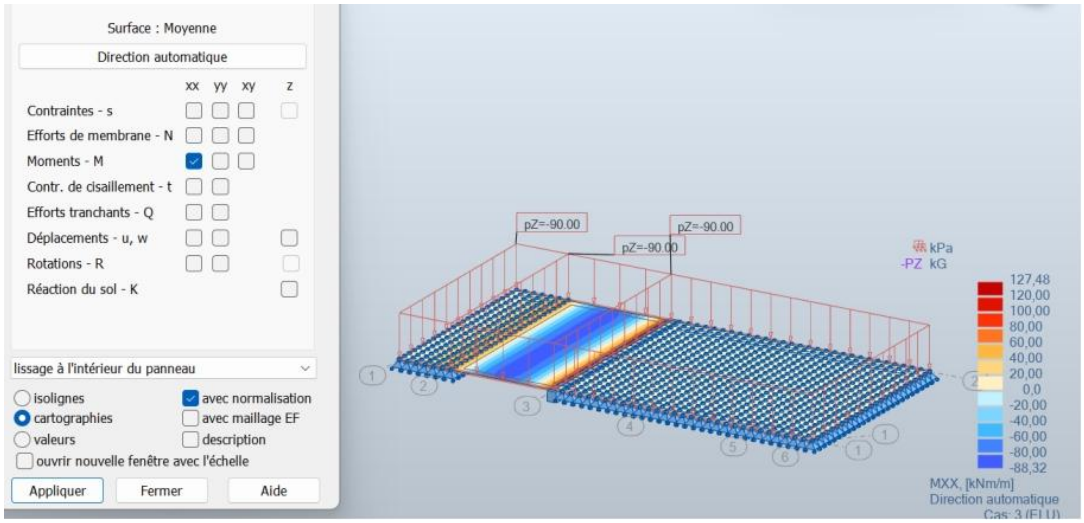



*Figure.17. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**- Dans le sens YY**

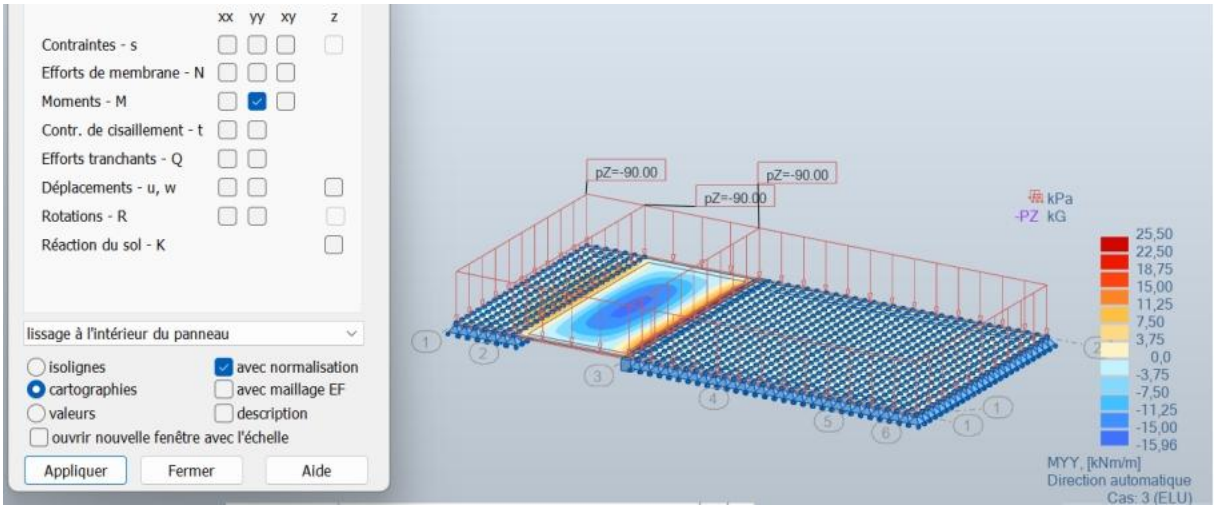


*Figure.18. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

- **A ELS :**
- **Dans le sens XX**

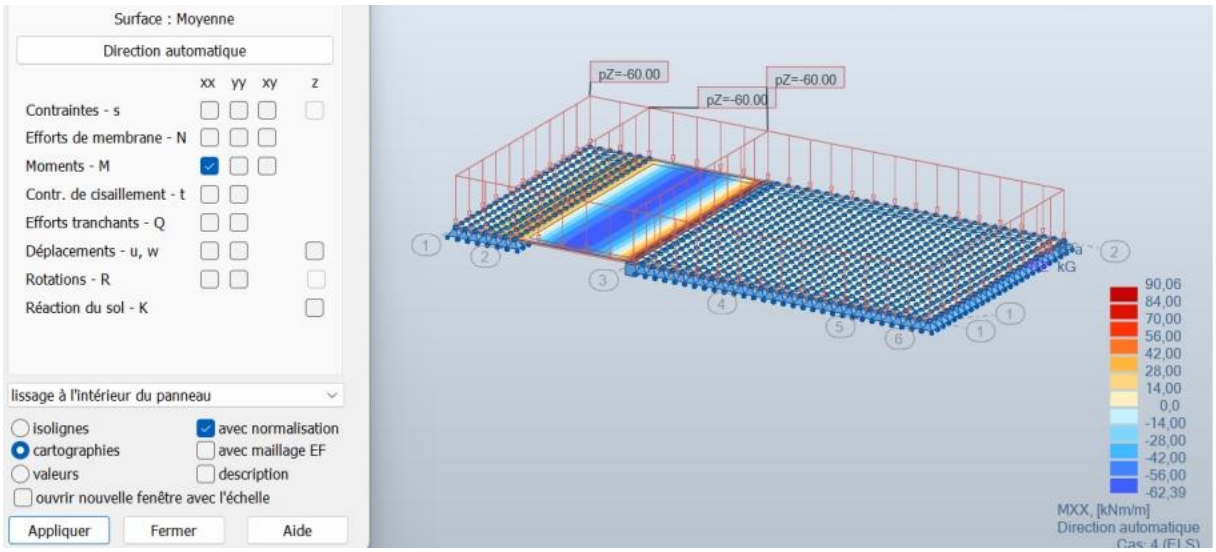



*Figure.19. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).*

**- Dans le sens YY**

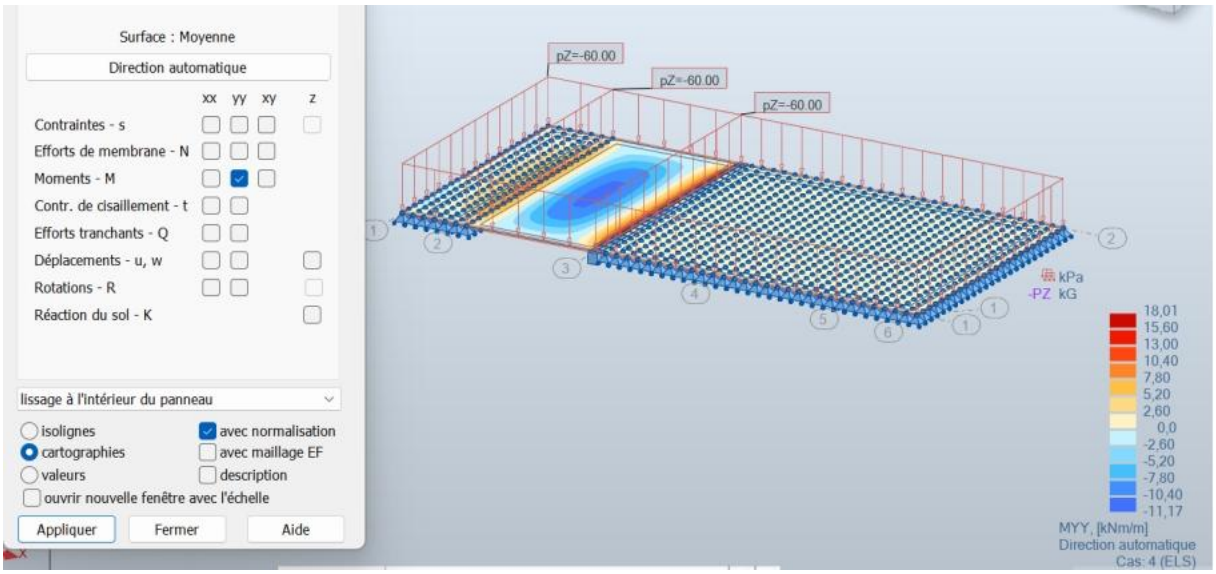



*Figure.20. Cartographie des moments fléchissants Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).*

- **Cartographie de ferraillage**

- **Nappe supérieure dans le sens XX :**

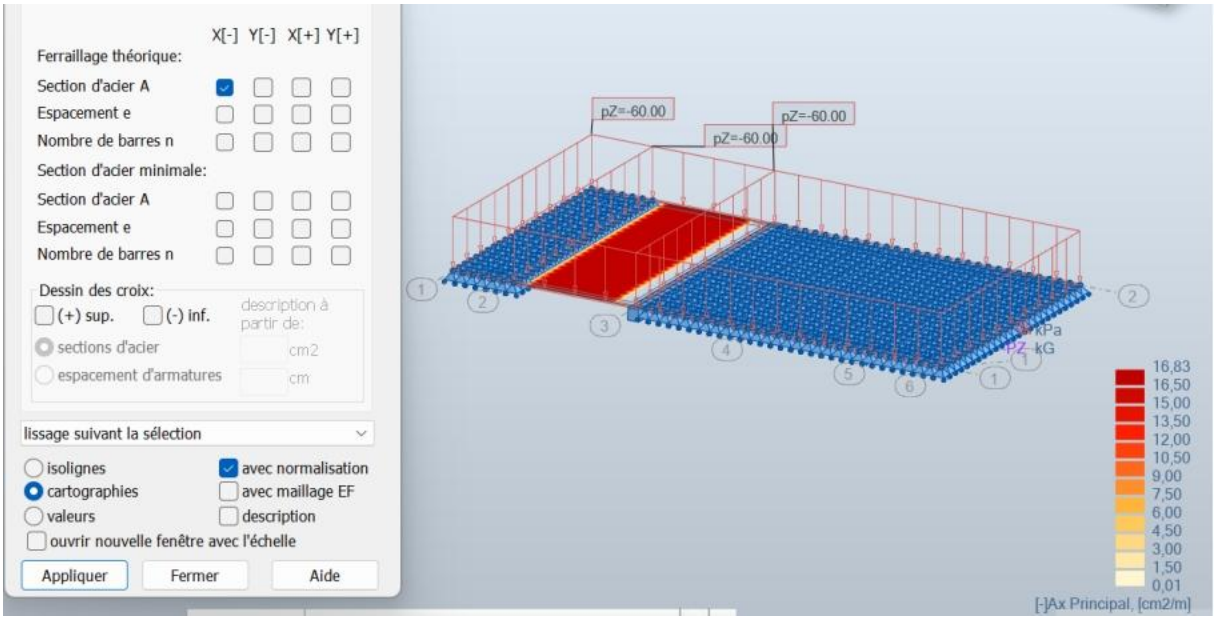



*Figure.21. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction X*

- **Nappe supérieure dans le sens YY :**

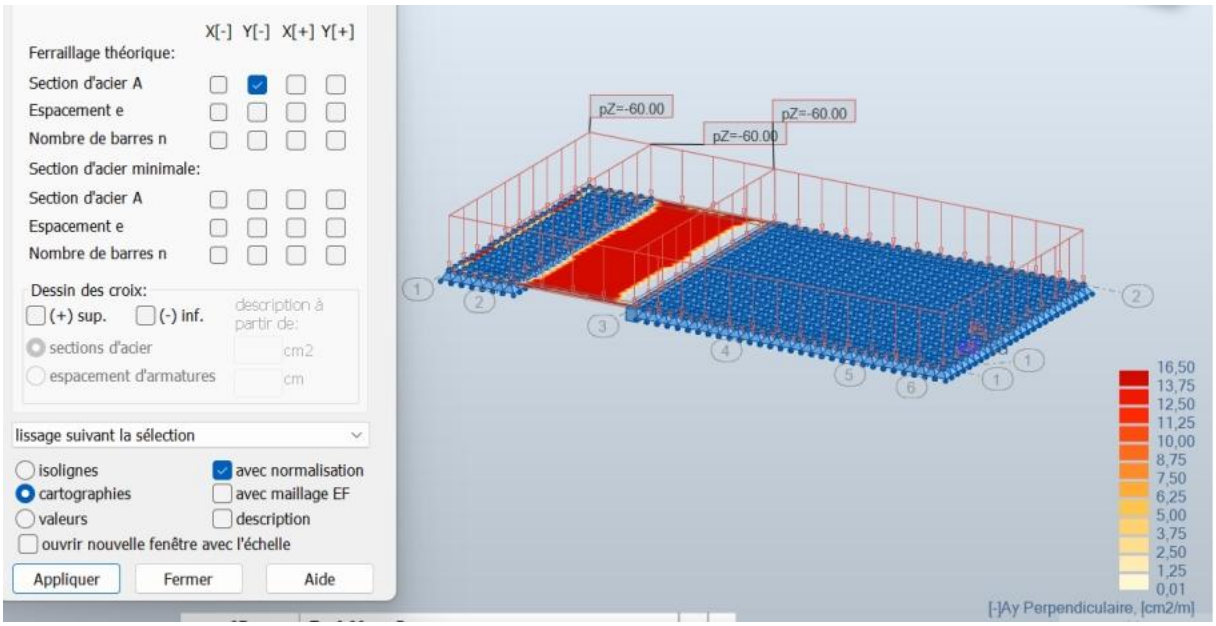



*Figure.22. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe supérieure) suivant la direction Y*

- **Nappe inferieure dans le sens XX :**

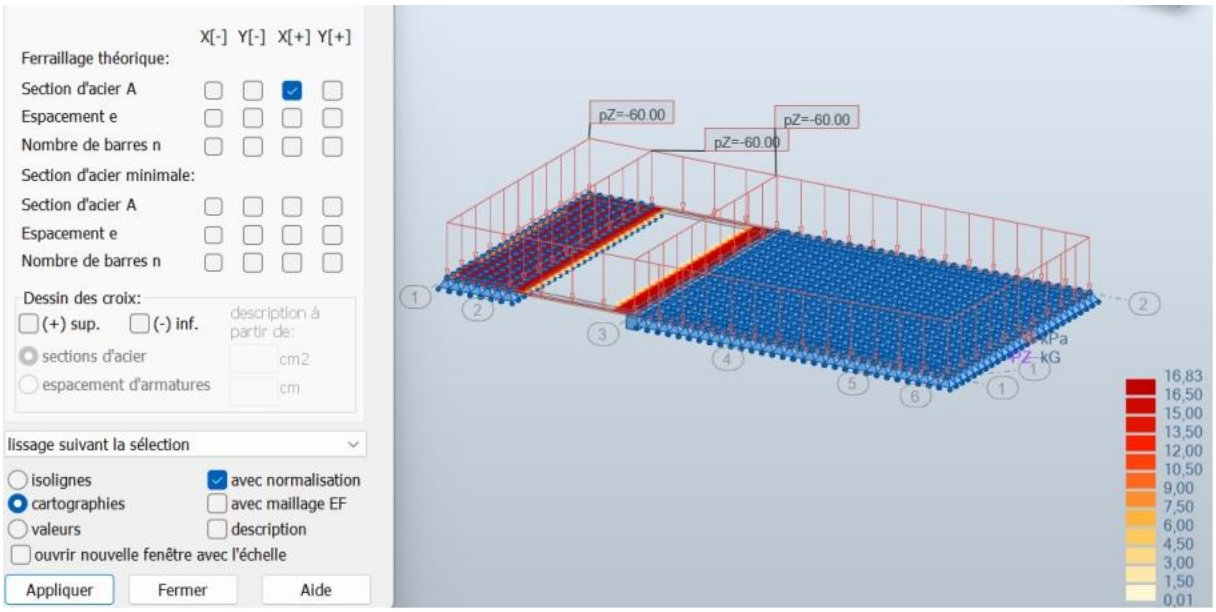



*Figure.24. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction X*

- **Nappe inferieure dans le sens YY :**

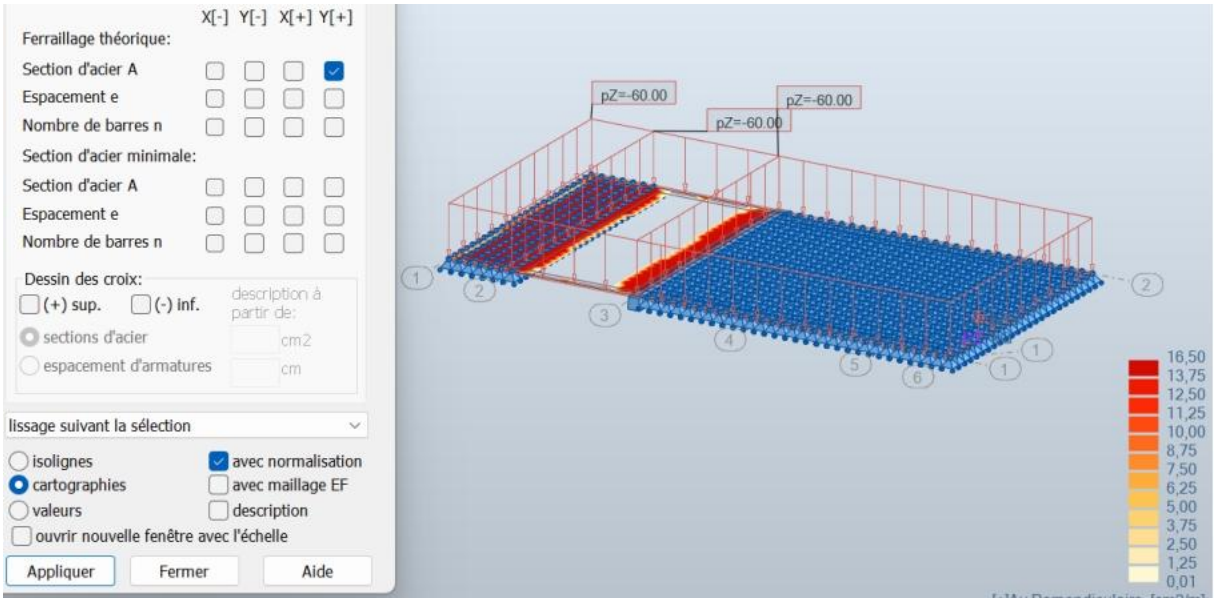
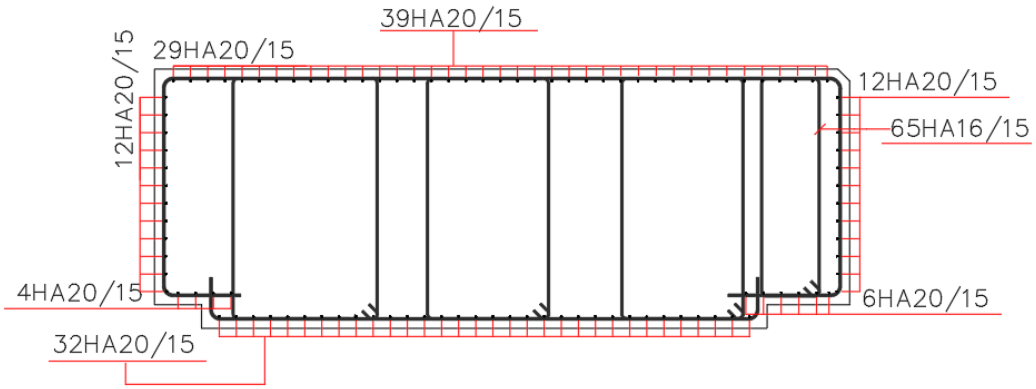



*Figure.25. Analyse numérique du ferraillage de flexion (Nappe inferieure) suivant la direction Y*

VUE EN PLAN -poutre de couronnement
Ferraillage



# ANNEXE 04 : M ÉTHODOLOGIE D'EXECUTION DU QUAI EN BLOCS

## 1.TRAVAUX DE DRAGAGE DES SOUILLES

Les travaux de dragage au niveau des zones sableuses seront menés par voie maritime et par tronçons à l'aide d'un train de dragage (ponton à pieux BENCHICAO doté de trois pieux stabilisateurs et équipé d'une pelle hydraulique LIEBHEER R984C EW équipée de deux balanciers court et long muni d'un godet d'une capacité de 3 $m^3$et d'un brise roche version sous-marine.



*Figure.1.Ponton à pieux BENCHICAO*

La pelle vient prendre le sédiment sur le fond et le dépose sur les chalands Fendable accolés au ponton.

Afin d'effectuer les travaux dans les délais fixés, l'entreprise compte utiliser ces chalands TAGHEST d'une capacité de 450$m^3$ et le chaland TIDJELABIN d'une capacité de 450 $m^3$ pour le transport des sédiments vers les points d'immersion désigné par les services de l'environnement.



*Figure.2. Chaland TIDJELABIN*

**MOYENS HUMAINS ET MATERIEL :**

| Matériaux | Produits dragues et/ou deroctes |
|---|---|
| **Matériel et équipements** | Pelle hydraulique LIEBHEER R984C EW à bras long |
| | Ponton à pieux BENCHICAO |
| | Chaland Fendable TAGHEST d'une capacité de 450 $m^3$ |
| | Chaland Fendable TIDJELABIN d'une capacité de 450 $m^3$ |
| | Remorqueur BORDJ BOARERIDJ I |
| | Vedette |
| **Main d'œuvre** | Chef de projet |
| | Ingénieur |
| | Conducteur Travaux |
| | Topographe |
| | Plongeurs |
| | Manœuvrier spécialisé |

## 2.TRAVAUX DE REALISATION DE L'ASSISE EN ENROCHEMENT ET EN BALLASTE

Après le dragage des souilles, la préparation de l'assise en enrochement et de la couche de ballast est réalisée afin d'assurer une base stable pour le quai.
Les matériaux sont acheminés par camions et mis en place à l'aide d'une grue à longue portée équipée d'une benne, garantissant une répartition homogène.

- Une grue pour faire la mise en place des poutres HEB.
- Topographe pour assurer la mise en place des poutres HEB.
- Equipe des plongeurs pour réglage de la plate-forme.
- Râteau et pompe motopompe pour la mise en œuvre des ballasts.
- La sonde manuelle pour vérifie la cote de l'assise plus la canne topographique.



*Figure.3. Pelle hydraulique LIEBHEER R984C EW (bras long)*

**MOYENS HUMAINS ET MATERIEL :**

| Matériaux | Enrochement 1-15 kg |
|---|---|
| | Ballast de réglage 40-70 mm |
| **Matériel et équipements** | Pelle hydraulique LIEBHEER R984C EW à bras long |
| | Flotte de camion BC |
| | Grue de 250 T LIEBHEER |
| | Vedette |
| **Main d'œuvre** | Chef de projet |
| | Ingénieur |
| | Conducteur Travaux |
| | Topographe |
| | Plongeurs |
| | Conducteur d'engins |
| | Chauffeur PL |
| | Flag-man |
| | Manœuvrier spécialisé |

## 3.TRAVAUX DE REALISATION DE LA PLATEFORME DE PREFABRICATION

La zone s'étend sur 2 HA environ et sera divisée deux sous-zones

- Une zone pour la préfabrication des blocs.
- Une zone de stockage et gerbage des blocs.

Les différentes sous-zones seront séparées par des voies de circulation d'une largeur de 8m.

**MOYENS HUMAINS ET MATERIEL :**

| Matériaux | Coffrage |
|---|---|
| | Béton |
| | Acier |
| | (0-40) mm |
| **Matériel et équipements** | Flotte Camions B/C25 T |
| | Camions malaxeurs 9 $m^3$ |
| | Grue pneumatique 35 t |
| | Grue pneumatique 90 t |
| **Main d'œuvre** | Chef de projet |
| | Ingénieur |
| | Conducteur travaux |
| | Topographe |
| | Manœuvrier spécialisé |
| | Coffreurs |
| | Ferrailleurs |

**4.TRAVAUX DE PREFABRICATION DES BLOCS DE QUAI**

**MOYENS HUMAINS ET MATERIEL :**

| Matériaux | Jeux de coffrage |
|---|---|
| | Béton dosé à 300 Kg/m3 |
| | Huile de décoffrage |
| **Matériel et équipements** | Centrale à béton |
| | Camions malaxeur 9 $m^3$ |
| | Grue pneumatique 35T |
| | Grue pneumatique 90T |
| | Compresseur+ vibreurs pour la vibration du béton |
| | Grue de 250T LIEBHERR HS 895 HD pour la manutention et le gerbage des blocs |
| **Main d'œuvre** | Chef de projet |
| | Ingénieur |
| | Conducteur Travaux |
| | Chef de chantier |
| | Coffreur |
| | Soudeurs |
| | Manœuvrier spécialisé |

## 5.TRAVAUX DE MISE EN PLACE DES BLOCS

## MOYENS HUMAINS ET MATERIEL :

| Matériaux | Cadres de manutention |
|---|---|
| | Palans et crochets |
| **Matériel et équipements** | Grue 200 T LIEBHERR HS 895 HD |
| | Ponton-grue 400 T |
| | Porte-engins |
| | Remorqueur |
| **Main d'œuvre** | Équipage du Ponton grue |
| | Équipage remorqueur |
| | Grutier |
| | Topographe |
| | Plongeurs |

EPAULEMENT DE LA ZONE D'ETUDE




Figure.4. Plan d'épaulement de la zone du projet

**CALCUL DES QUANTITES :**

| Quai | Longeur | Surface | Volume d'épaulement |
|---|---|---|---|
| Quai de servitude | 190,55 | 201,43 | 38382 |

**Dragage des souilles a -12,10 m**

| SP16 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 538.1 | 2.3 | 1 237.63 |
| Fragement de calc-schistes grisatres a jaunatres | 385 | 1.4 | 539.00 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 385 | 0.7 | 269.50 |

| SP17 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 1587.22 | 2.15 | 3 412.52 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 1092.46 | 2.1 | 2 294.17 |
| Marne verdatres a grisatres | 1092.46 | 0.5 | 546.23 |

| SP18 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 1773.98 | 1.9 | 3 370.56 |
| Sable grisatre fin | 1215 | 1 | 1 215.00 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 1215 | 2.1 | 2 551.50 |

| SP19 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 1033.04 | 1.6 | 1 652.86 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 658.1 | 3.1 | 2 040.11 |

| SP20 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 420.48 | 2.9 | 1 219.39 |
| Sable jaunatres fin | 297.1 | 1.5 | 445.65 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 297.1 | 1.6 | 475.36 |

| SP21 | | | |
|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 467.12 | 3.6 | 1 681.63 |
| Fragement de calc-schistes et schistes | 320.43 | 1.5 | 480.65 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 320.43 | 1.5 | 480.65 |

| SP22 | SP23 |
|---|---|

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 461.84 | 3.55 | 1 639.53 |
| Schistes jaunatres alternés de passées marneuses | 317.78 | 3 | 953.34 |

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 631.7 | 2.1 | 1 326.57 |
| Fragements de grés beige dur | 445.57 | 1.5 | 668.36 |
| Schistes jaunatres alternés de passées marneuses | 445.57 | 2.6 | 1 158.48 |

**SP24**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 690.05 | 3.4 | 2 346.17 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 498.57 | 2.3 | 1 146.71 |

**SP25**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 559.13 | 2.45 | 1 369.87 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 421.35 | 3.1 | 1 306.19 |

**SP26**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 1000.38 | 2.35 | 2 350.89 |
| Galets et fragements de calc-schistes jaunatres | 760.79 | 1.4 | 1 065.11 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 760.79 | 1.7 | 1 293.34 |

**SP27**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 1144.4 | 2.2 | 2 517.68 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 839.18 | 3.1 | 2 601.46 |

**SP28**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 1347.52 | 2.8 | 3 773.06 |
| | | 3.1 | |

**SP29**

| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
|---|---|---|---|
| Materiaux Lache | 2440.7 | 1 | 2 440.70 |
| Sable grisatre fin renfermant des galets et frageme | 1709.99 | 0.65 | 1 111.49 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 993.11 | | 3 078.64 | nt de calcschistes | | | |
| | | | | Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 1709.99 | 5.45 | 9 319.45 |

**Dragage du bassin à -9m**

| SP37 | | | | SP38 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 | Materiaux | Surface m2 | Epaisseur de la couche m | Volume m3 |
| Materiaux Lache | 16634.46 | 2.6 | 43 249.60 | Materiaux Lache | 34783.52 | 0.8 | 27 826.82 |
| Fragement de calc-schistes et schistes | 13121.54 | 0 | - | Fragement de calc-schistes et schistes | 14403.51 | 0.5 | 7 201.76 |
| Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 13121.54 | 0 | - | Schistes jaunatres alternés de passées de calcschistes | 14403.51 | 2 | 28 807.02 |

**Recap dragage de la zone d'étude**

| Materiaux | Volume |
|---|---|
| Materiaux Lache | 246 754.81 |
| Sable | 111 801.32 |
| Galets | 1 065.11 |
| Fragments de grés | 23 013.06 |
| Schistes | 149 822.86 |
| Marnes | 546.23 |

# ANNEXE 05 : DIMENSIONNEMENT DE REVETEMENT RIGIDE

## 1.Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite de Service E.L.S.

- **1er cas :**

**ELS1**= poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au milieu de la dalle (13t/m²=130 kPa) :

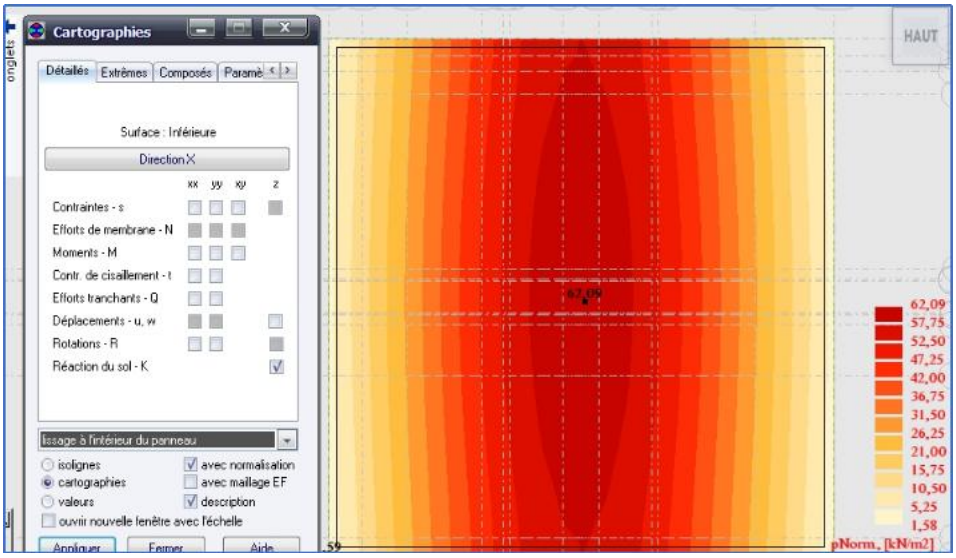



*Figure.1. Cartographie des contraintes*

- **2ème cas :**

**ELS2 :** poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au bord de la dalle (13t/m²=130 kPa)

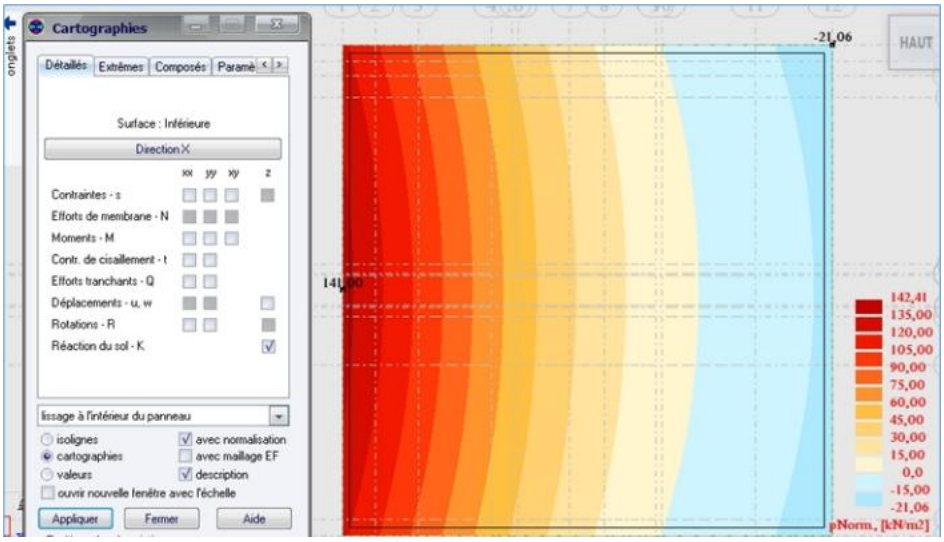



*Figure.2. Cartographie des contraintes*

➢ **3ème cas :**

**ELS3 :** poids propre + surcharge d'exploitation (6t/m²=60 kPa)

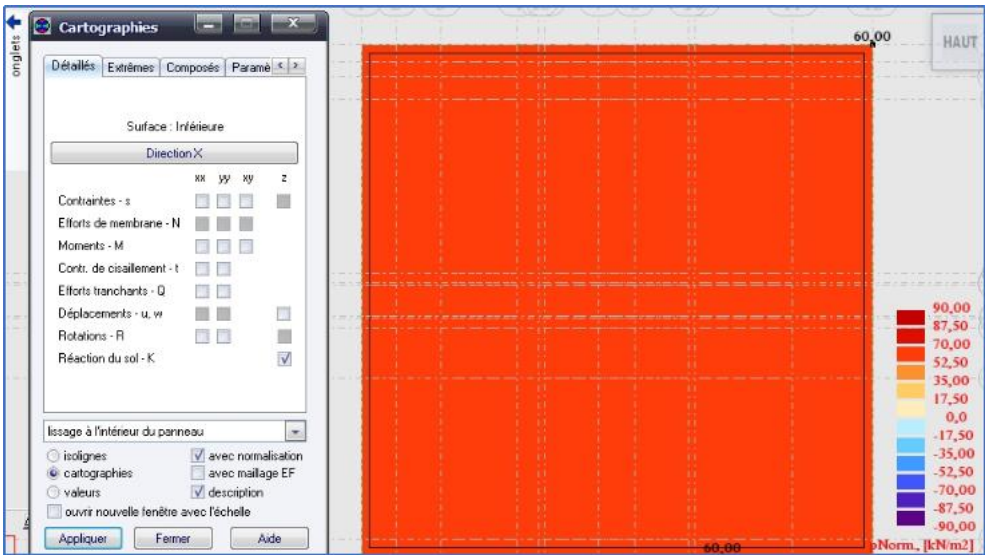



*Figure.3. Cartographie des contraintes*

➢ **5ème cas**

**ELS5 :** poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au bord de la dalle

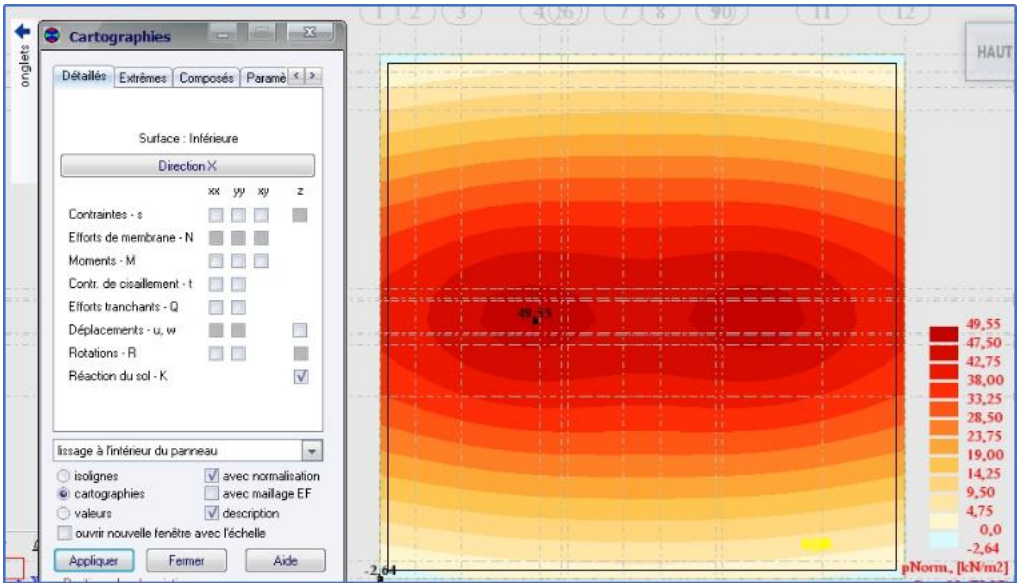



*Figure.4. Cartographie des contraintes*

**2. Vérification de la contrainte du sol à l'Etat Limite Ultime E.L.U :**

➢ **1er cas**

**ELU1 : poids** propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au milieu de la dalle (13t/m²=130 kPa)

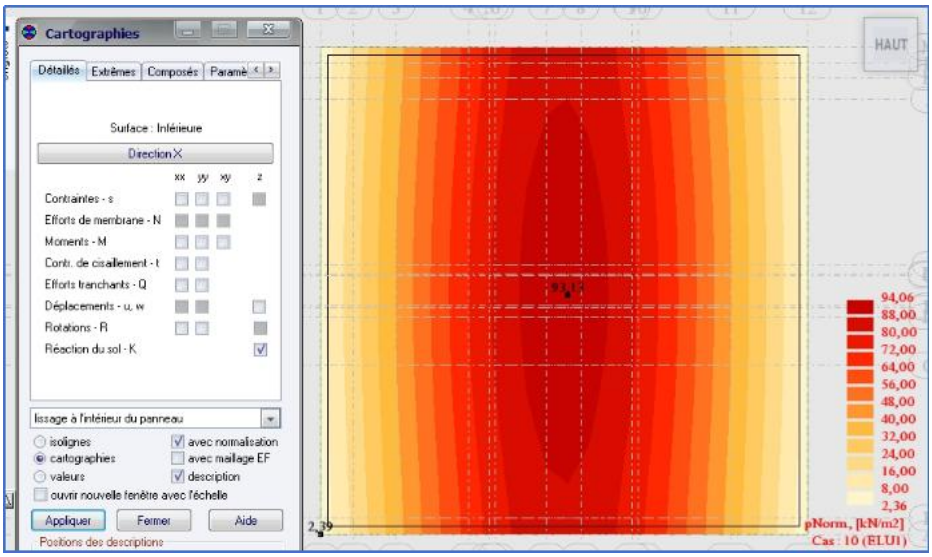



*Figure.5. Cartographie des contraintes*

- **2ème cas**

**ELU2** : poids propre + surcharge d'exploitation de patin de grue au bord de la dalle (13t/m²=130 kPa)

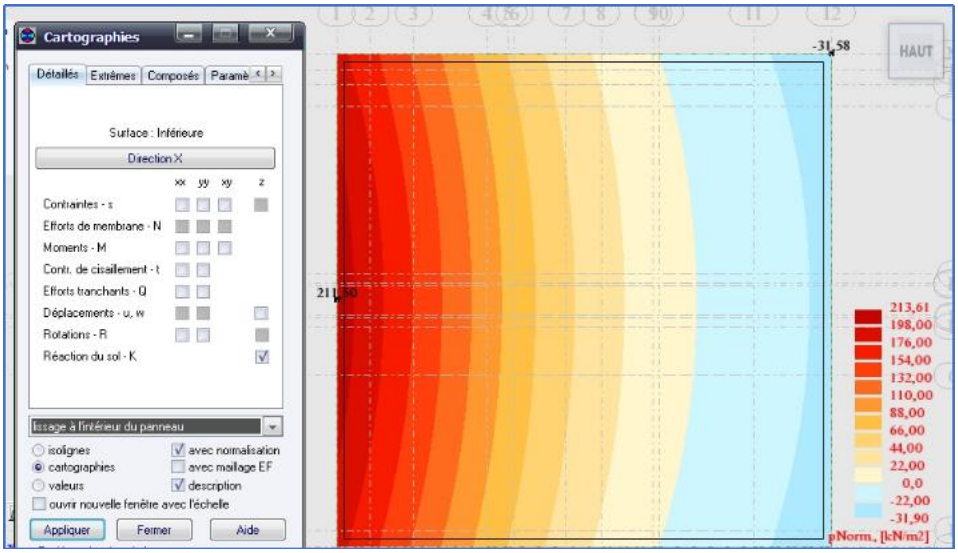



*Figure.6. Cartographie des contraintes*

- **3 ème cas**

**ELU3 : poids** propre + surcharge d'exploitation (6t/m²=60 kPa)

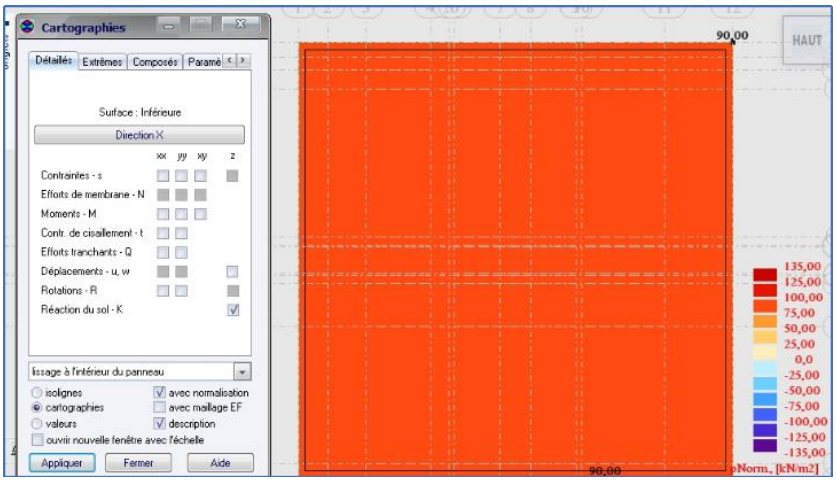



*Figure.7. Cartographie des contraintes*

- **4ème cas**

**ELU4 : poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au milieu de la dalle :**

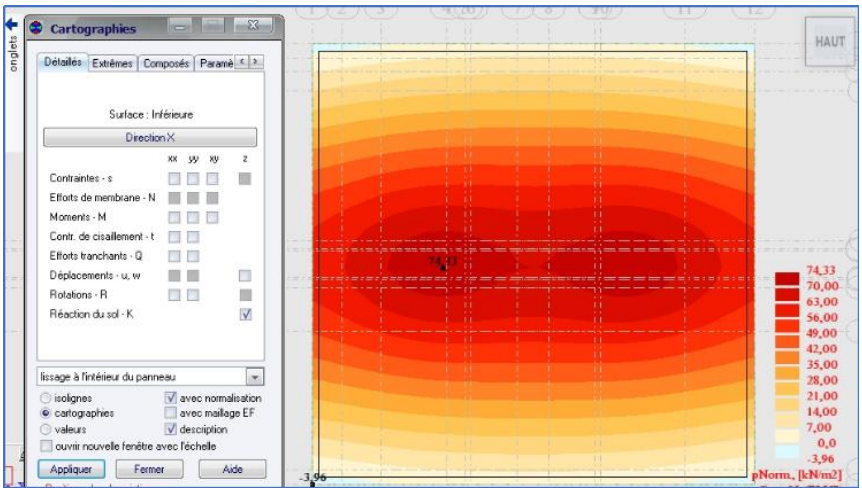



*Figure.8. Cartographie des contraintes*

- **5ème cas**

**ELS5 : poids propre + surcharge d'exploitation Stacker CS 45 au bord de la dalle**

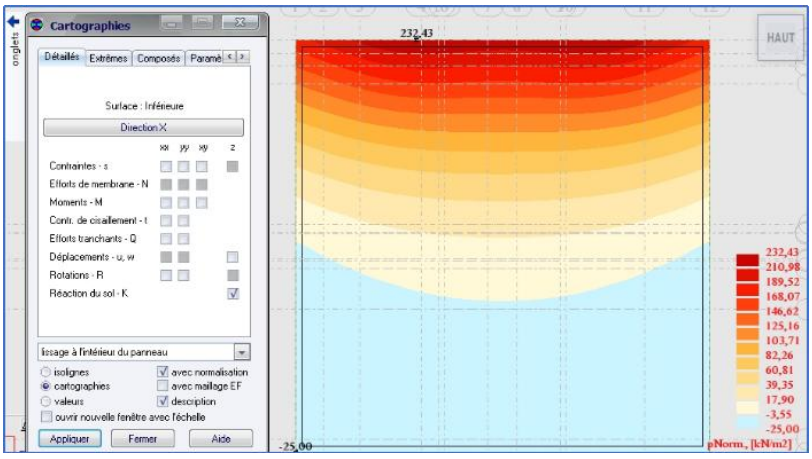



*Figure.9. Cartographie des contraintes*

## 1-Détermination des moments fléchissant

### 1.1 Zone d'évolution de la grue LHM 400

#### 1.1.1 A ELU

Suivant le sens xx

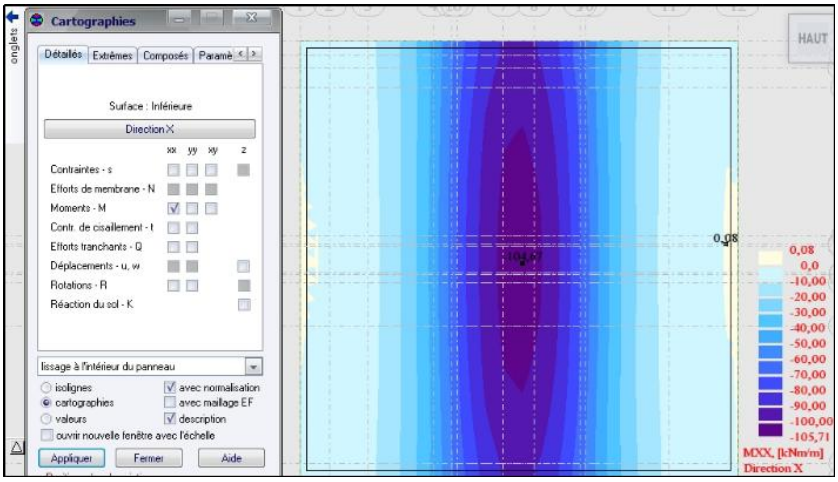



*Figure. 10. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

Suivant le sens yy

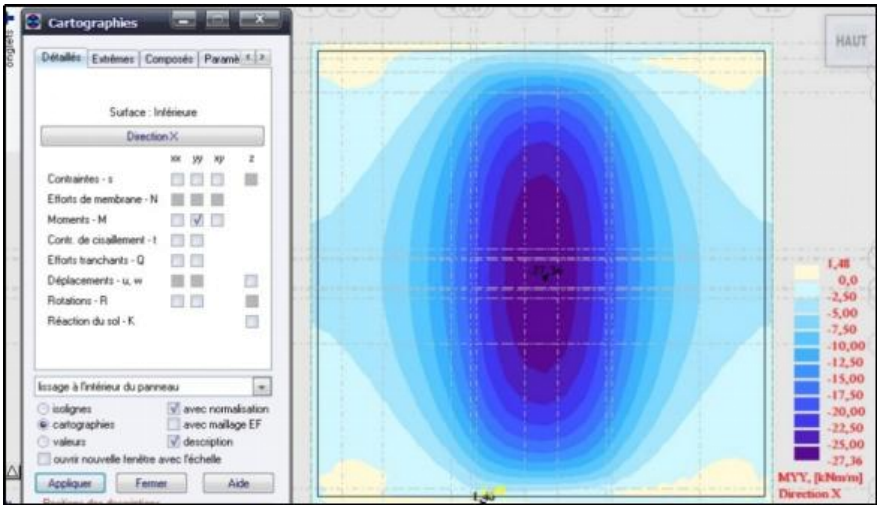



*Figure. 11. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**A ELS**

Suivant les sens xx

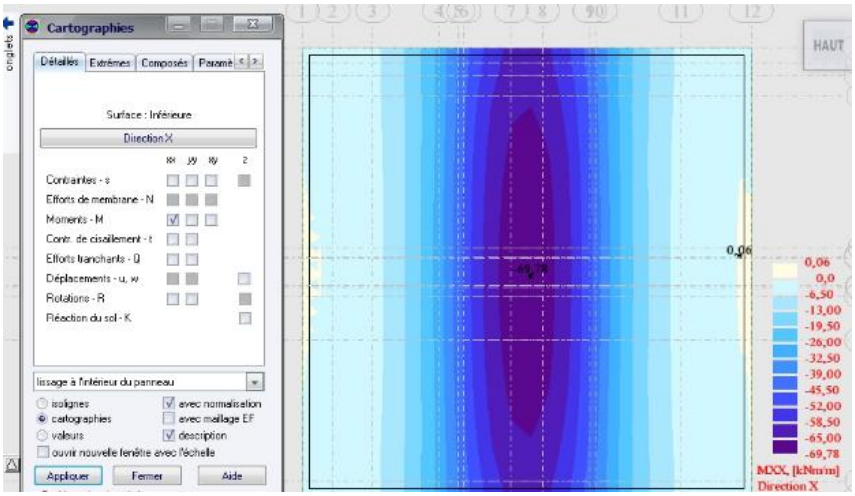



Figure. 12. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).

Suivant le sens yy

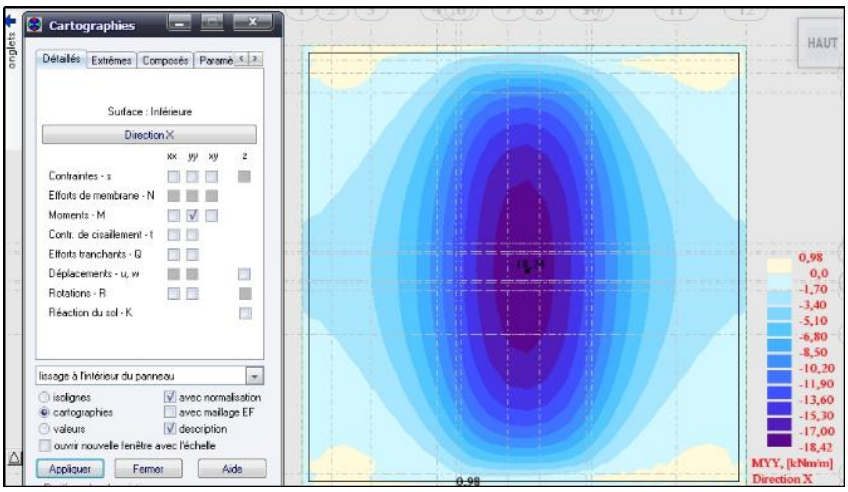



Figure. 13. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).

**A ELU**

<u>Suivant le sens xx</u>

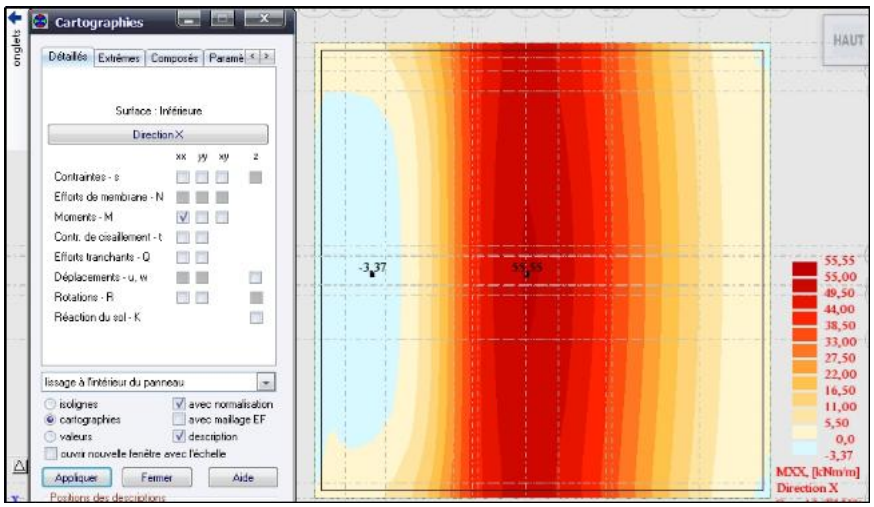



*Figure. 14. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

Suivant le sens yy

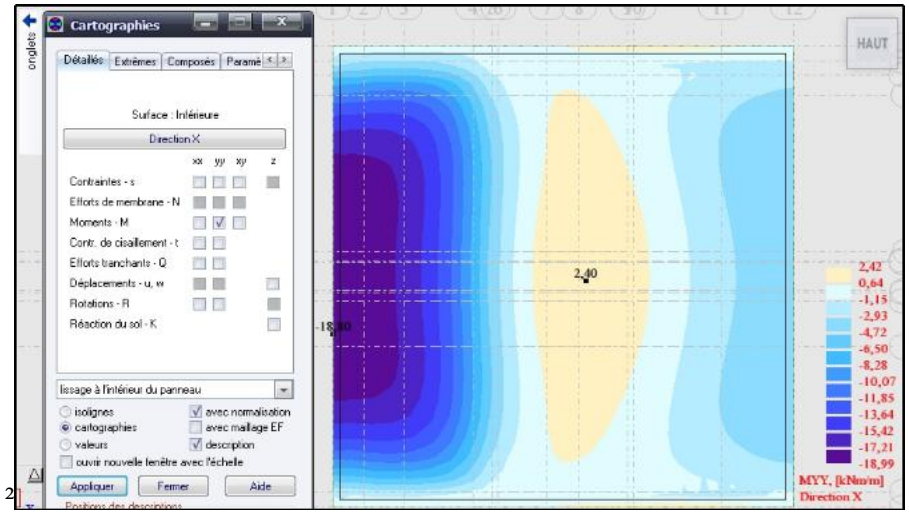



*Figure. 15. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**A ELS**

Suivant le sens xx

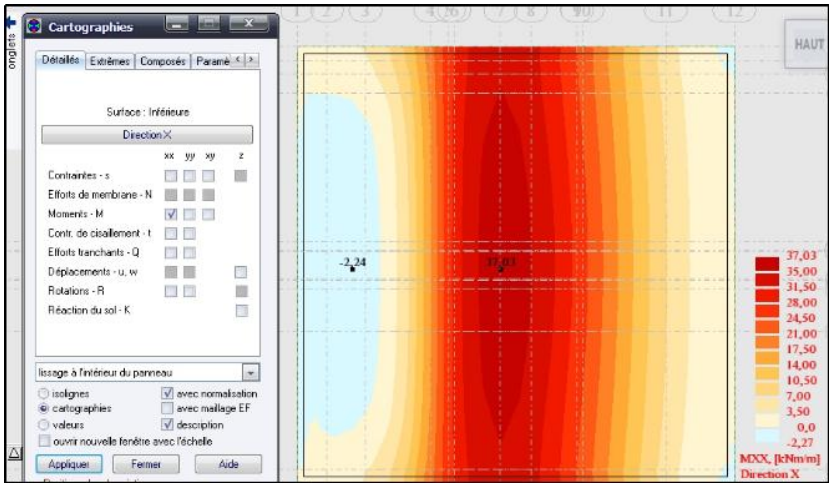



*Figure. 16. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).*

Suivant le sens yy

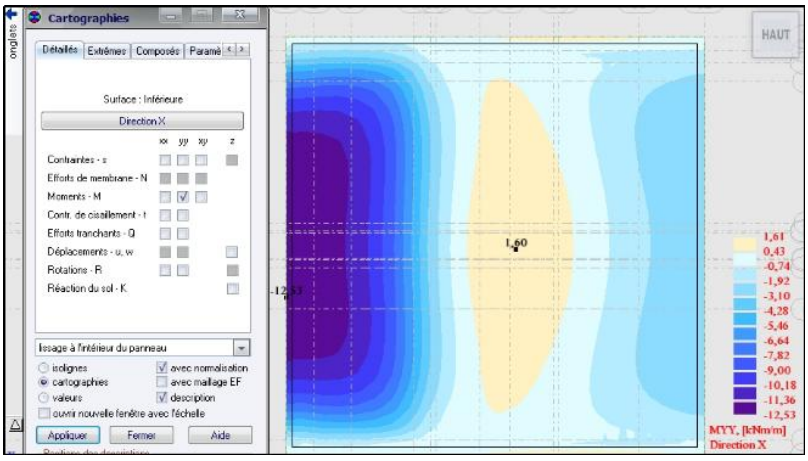



*Figure. 17. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).*

- Surcharge d'exploitation 6 T/m²

**A ELU et à ELS identiques Moment =zéro**

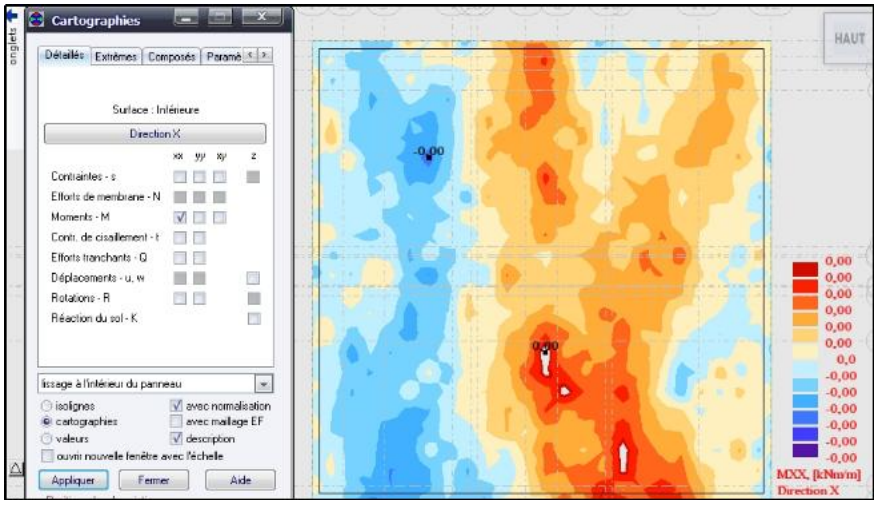



*Figure. 18. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis .*

**A ELU**

Suivant le sens xx

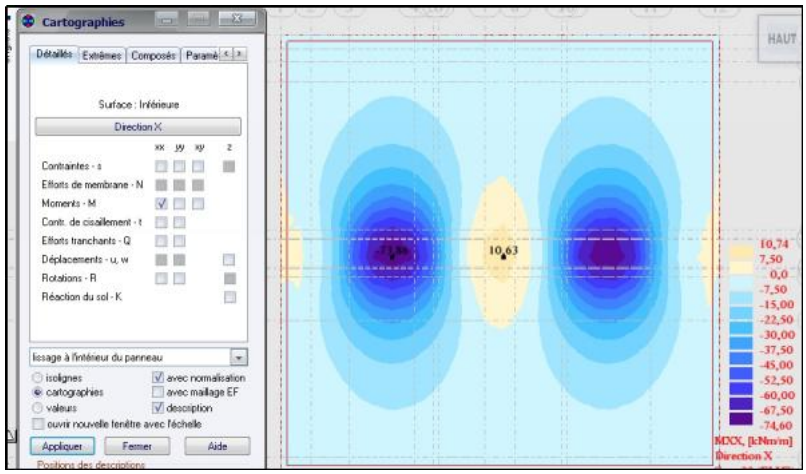



*Figure. 19. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

Suivant le sens yy

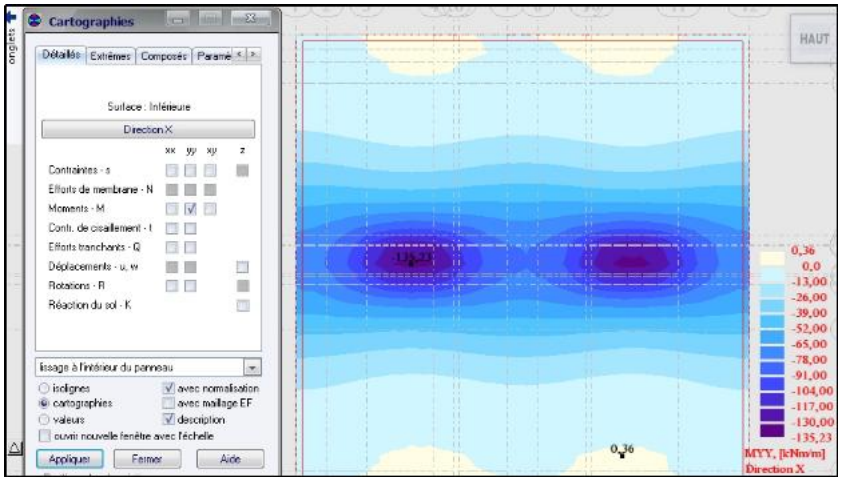



*Figure. 20. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**A ELS**

Suivant le sens yy

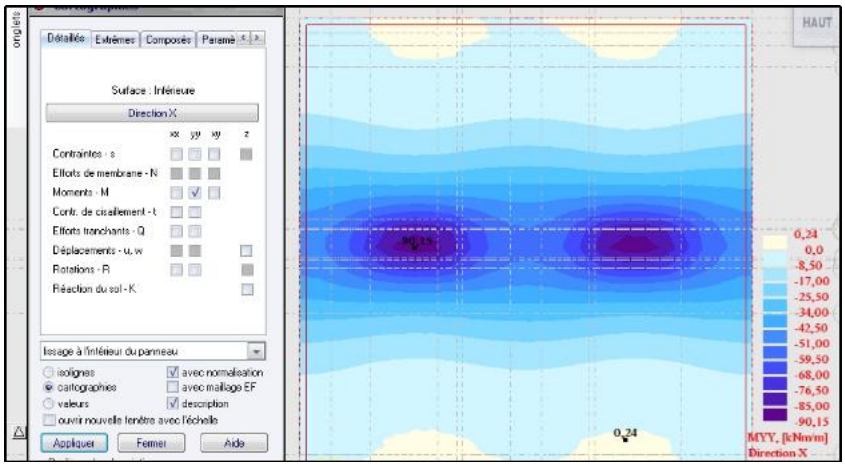



Figure. 21. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).

- **Zone d’évolution du REACHSTACKER CS 45**

**A ELU**

Suivant les sens xx

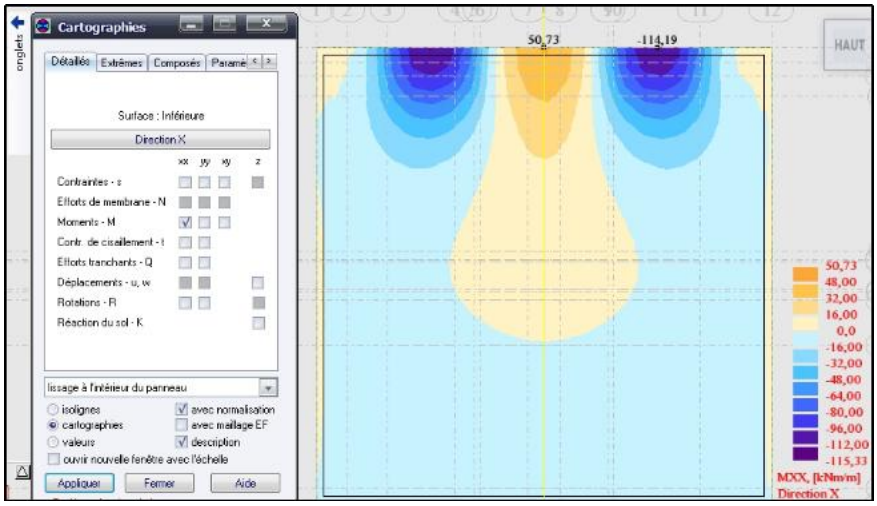



*Figure. 22. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELU).*

Suivant le sens yy

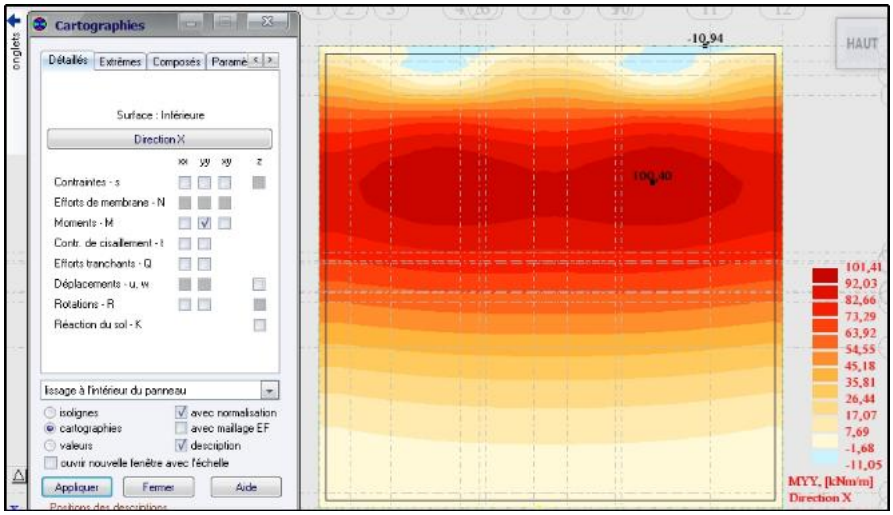



*Figure. 23. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELU).*

**A ELS**

Suivant le sens xx

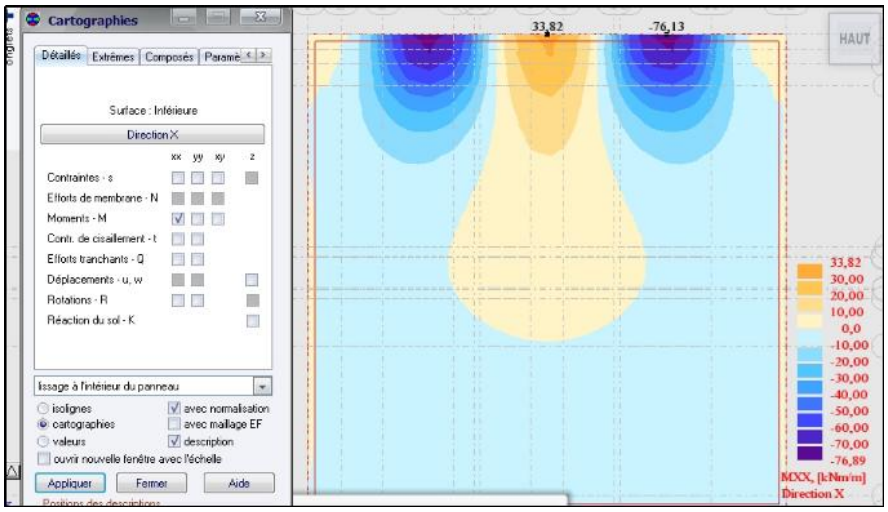



Figure. 24. Cartographie des moments fléchissant Mxx sous Robot Structural Analysis (ELS).

Suivant le sens yy

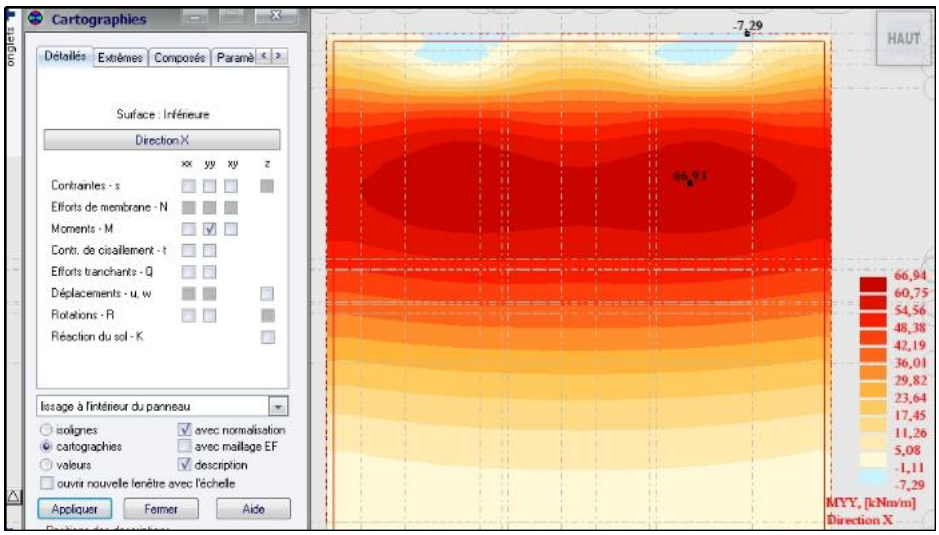



Figure. 25. Cartographie des moments fléchissant Myy sous Robot Structural Analysis (ELS).

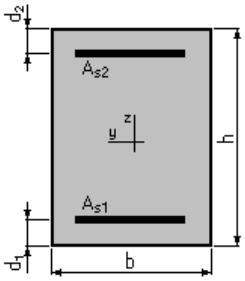
# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothèses:

**Béton : fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier : fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration trčs 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 = 35,0 (cm)
$d_1$ = 7,0 (cm)
$d_2$ = 7,0 (cm)

## 3. Moments appliqués :

| | $\mathbf{M_{max}}$ (kN*m) | $\mathbf{M_{min}}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 66,93 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats :

## Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1}$ = 15,6 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,9 (cm2)
Théorique $\rho$ = 0,56 (%)
Minimum $\rho_{min}$ = 0,17 (%)

## Analyse par Cas :

**Cas ELS $M_{max}$ = 66,93 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 9,3 (cm)
Bras de levier : Z = 24,9 (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b$ = 5,8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s$ = 172,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\ lim}$ = 172,4 (MPa)

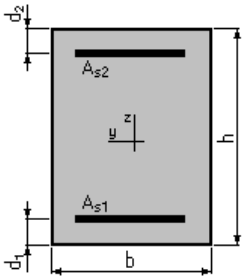

# Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothèses:

**Béton : fc28 = 30,0 (MPa)** **Acier : fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration trčs 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 = 35,0 (cm)
$d_1$ = 7,0 (cm)
$d_2$ = 7,0 (cm)

## 3. Moments appliqués :

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | -92,91 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats :

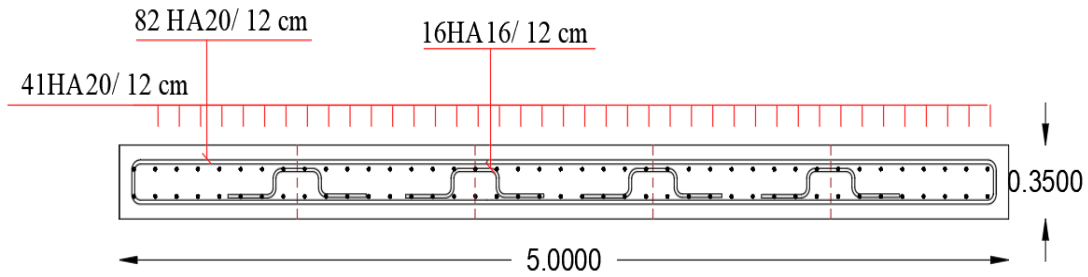
## Sections d'Acier :

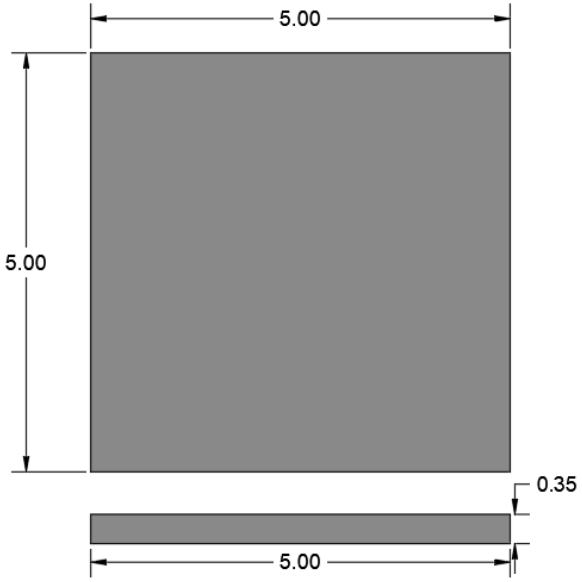
Section théorique $A_{s1}$ = 0,0 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 22,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
Théorique $\rho$ = 0,79 (%)
Minimum $\rho_{min}$ = 0,17 (%)

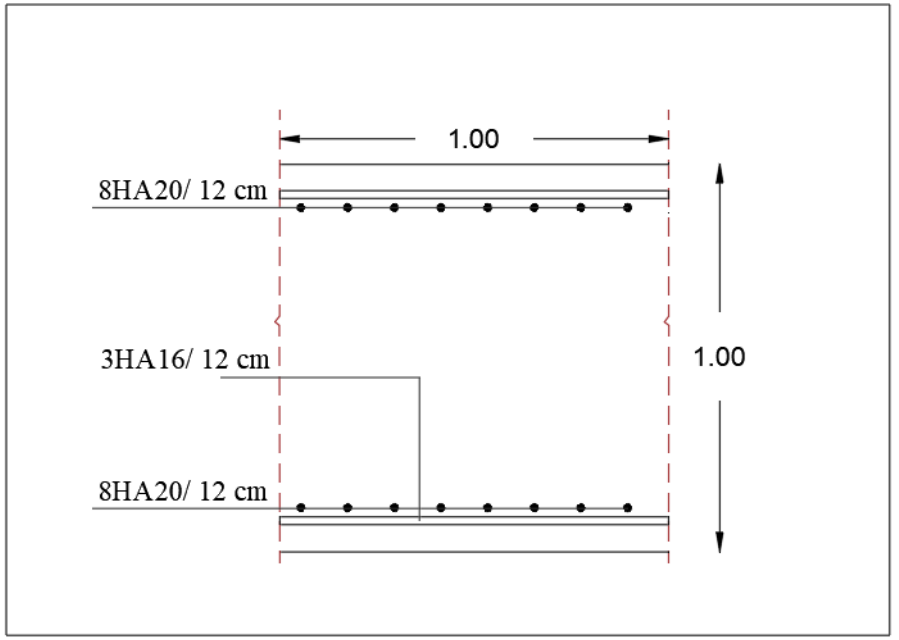
## Analyse par Cas :

**Cas ELS $M_{max}$ = -92,91 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 10,7 (cm)
Bras de levier : Z = 24,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b$ = 7,1 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s$ = 172,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 172,4 (MPa)

VUE EN PLAN -Dalle de revêtement rigide
Ferraillage



La fiche technique de Reach Stacker CS 45 avec spreader pour la manutention des conteneurs pleins :

| **Type**<br><br>**Chariot élévateur** | | **Principales caractéristiques**<br><br>**et performances**<br><br>**(Modèle CS 45 k avec spreader)** | |
|---|---|---|---|
| **Reach stacker CS 45**<br><br>**Avec spreader pour la manutention des conteneurs pleins** |  | Poids total à vide | 74T |
| | | Poids total en charge | 119T |
| | | Capacité de levage | 45 T |
| | | Poids total en charge sur pont de traction(avant) | 85 T |
| | | Poids total en charge sur pont de direction(arrière) | 34 T |
| | | Ascension rampe à vide | 30 % |
| | | Ascension rampe à charge | 24 % |
| | | Nombre de roues à l’avant | 4 |
| | | Nombre de roues à l’arrière | 2 |
| | | Pression de gonflage des pneus | 10 bars |