République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية ـ
فرنسيس جانسون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière: Travaux Publics

Spécialité: Infrastructures de Base

Thème

Etude d'aménagement d'une zone de servitude pour accostage (quai et appontement) Djendjen

Présenté par:

ATTOUMI RAFIK RAMY

LOUADAH ADEL

Encadré par:

LAKHDARI BOUDJEMAA

AINOUZ AMAR

Promotion 2022/2023

©ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Nous remercions tout d'abord le « Dieu Tout Puissant » de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté de réaliser ce modeste travail.

Nos sincères remerciements vont à nos encadreurs : Mr LAKHDARI, Mr AINOUZ ainsi que Mr RAHMANI pour leurs précieux conseils.

Nous tenons à remercier fortement Mr Lotfi Ouahib ingénieur au niveau de MEDITRAM pour son implication dans notre projet, qui n'a pas hésité à nous partager son expérience dans l'ingénierie portuaire et sans qui nous n'aurions pas fini ce travail à temps.

Nous remercions les membres du jury d'avoir honoré par leur présence à notre soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, spécialement, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, par leurs implications dans nos futures carrières ainsi que le temps mis à notre disposition.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A MES CHERS PARENTS, ma petite famille, qui m'ont donné le meilleur

d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien

durant toute ma vie.

Mes amis et collègues ici présent, petite mention spéciale à Yassine pour sa présence.

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et enfin à tous ceux qui en seront honorés.

Rafik Attoumi

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A à mes chers parents, ma mère et mon père, pour leur grand amour

inconditionnel, leur présence, leurs conseils, leur patience, leurs sacrifices,

et leurs soutiens moral et financier, ils ont toujours été ma source

d'inspiration et ma motivation.

A mon frère, ma sœur et mon cousin Yacine

A mes proches amis Allache, Chelgham, Remmouche, Malek, Hedibel qui ont été d'une aide et d'un soutien indispensable

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et en fin à Rafik et à toute sa famille

Louadah Adel

Résumé:

Dans le cadre de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, nous avons opté pour notre projet de fin d'études, un thème relatif aux travaux maritimes, avec comme intitulé : étude d'aménagement d'une zone de servitude pour accostage (quai et appoontement.

Le premier chapitre propose les différentes définitions et généralités sur le milieu marin ainsi que les ouvrages maritimes. Le second est une présentation du projet dans sa totalité ainsi que la collecte de données pour avoir une idée globale et technique sur la solution proposée.

Le troisième chapitre présente le calcul de stabilité des deux quais, et ce, en utilisant la méthode **MONONOBÉ OKABÉ**, en trouvant le dimensionnement exemplaire avec la vérification des différentes conditions de stabilité. Nous avons aussi ajouté la description d'un appontement, avec le calcul de ferraillage de ses éléments (Prédalle, poutre de rive, chevêtre) et pour finir, le calcul des pieux en les vérifiant via le programme PIEUIS.

Pour le quatrième chapitre, une introduction pour définir le terme « dragage », la méthodologie d'exécution du dragage en question en spécifiant les moyens ainsi que la stratégie à adopter. En ajoutant à cela l'explication de la réalisation de l'appontement sur pieux en décrivant l'ouvrage et les phases d'exécution ainsi que le matériel utilisé.

Mot clé : quai, appontements, dragage, pieu, stabilité.

Abstract:

In the context of obtaining a State Engineer degree in Civil Engineering, we have chosen a theme related to maritime works for our final project titled: "Study of the development of a service zone for docking (dock and wharf)."

The first chapter provides various definitions and general information about the marine environment and maritime structures. The second chapter presents a comprehensive overview of the project and includes data collection to gain a holistic and technical understanding of the proposed solution.

The third chapter focuses on the stability calculation of the two docks using the MONONOBÉ OKABÉ method. It involves determining exemplary dimensions and verifying different stability conditions. Additionally, we have included the description of a wharf, along with the reinforcement calculation for its elements (slab, edge beam, and abutment). Lastly, the calculation and verification of piles were performed using the PIEUIS software.

The fourth chapter begins with an introduction to define the term "dredging" and outlines the methodology for executing the specific dredging project. This includes specifying the necessary resources and the strategy to be adopted. Furthermore, we explain the construction process of the wharf on piles, describing the structure, execution phases, and the equipment used.

Keywords: dock, wharf, dredging, pile, stability.

ملخص :
في إطار الحصول على شهادة مهندس الدولة في الأشغال العمومية ، اخترنا لمشروع نهاية الدراسة ، موضوع يتعلق بالأعمال البحرية بعنوان : دراسة تهيئة منطقة ارتفاق (رصيف و جرف) لرسو حراس السواحل في ميناء جن جن,في ولاية جيجل.

يقترح الفصل الأول التعاريف المختلفة والمعلومات العامة عن البيئة و الهياكل البحرية. الثاني يمثل عرض تقديمي للمشروع بأكمله بالإضافة إلى جمع المعلومات للحصول على فكرة عامة وتقنية للحل.

إضافة إلى حساب الأبعاد النموذجية باستخدام طريقة MONONOBÉ OKABÉ.
يقدم الفصل الثالث حساب ثبات الرصيفين ،مع التحقق من ظروف الاستقرار المختلفة.
لقد أضفنا أيضًا وصفًا لرصيف الميناء ، مع حساب تقوية عناصره وأخيراً ، حساب الأكوام عن طريق فحصها عبر برنامج PIEUIS.
بالنسبة للفصل الرابع ، مقدمة لتعريف مصطلح "التجريف" ، ومنهجية تنفيذ جرف روض المرفأ المعني من خلال تحديد الوسائل والاستراتيجية التي سيتم اعتمادها. يضاف إلى ذلك شرح تحقيق الرصيف على أكوام من خلال وصف العمل ومراحل التنفيذ والمواد المستخدمة..

الكلمة الرئيسية: رصيف ، أرصفة بحرية ، جرف، استقرار.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Propagation de la houle. 3
Figure 2 Phénomène de la marée....4
Figure 3 : Port de Djen Djen, Jijel 9
Figure 4 : Coupe-type d'une digue à talus. 11
Figure 5 : Coupe-type d'une digue verticale. 11
Figure 6 : Coupe-type d'une digue mixte. 12
Figure 7 : Les rideaux de bulles d'air. 12
Figure 8 : Les jetées de l'abri de pêche Honaine en Algérie. 13
Figure 9 : Shémas d'un "duc d'Albe" en tubes métalliques. 14
Figure 10 : Ducs d'Albe. 14
Figure 11 : Un quai assurant une liaison directe entre le navire et la terre. 14
Figure 12 : Ouvrage d'accostage construits sur des sols offtant une bonne portance. 15
Figure 13 : Quai en caissons. 16
Figure 14 : Appontement sans liaison entre le navire et la terre. 16
Figure 15 : Appontement pour accostage et ammarage. 17
Figure 16 : Exemple de signaisation maritime. 17
Figure 17 : Exempe de balises. 18
Figure 18 : Exemple de feux de signalisation et leurs utilisations. 18
Figure 19 : Normes de marques de jour et leurs utilisations. 19
Figure 20 : Plan de situation du port de Djen Djen....23
Figure 21 : Plan de masse de la variante proposée. 24
Figure 22 : Plan de masse du port de Djen Djen en 2009. 25
Figure 23 : Vue aérienne de l'état actuel du port de Djen Djen 26
Figure 24 : Vue satellitaire d'ensemble du port de Djen Djen 26
Figure 25 : Exemple numérique de bateau. 29
Figure 26 : Grue sur chenilles....29
Figure 27 : Déssin d'un chariot-élévateur. 30
Figure 28 : Carte de zonage sismique du territoire national. 31
Figure 29 : Coupe type du quai -7.00m....33
Figure 30 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 4.80 57
Figure 31 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 3.16 58
Figure 32 Coupe transversale de la poutre 60
Figure 33 : Shéma statique de calcul d'éfforts verticaux 61
Figure 34 : Tassement d'une pille au niveau d'un joint. 61
Figure 35 : Poutre sous charge du poids propre....62
Figure 36 : Poutre sous charge concentrée. 62
Figure 37 : Tassement d'une pille à la limite d'un joint....62
Figure 38 : Poutre sous charge du poids propre....63
Figure 39 : Poutre sous charge concentrée. 63
Figure 40 : Tassement d'une pille entre les joints. 64
Figure 41 : Poutre sous charge du poids propre....64
Figure 42 : Poutre sous charge concentrée. 64
Figure 43 : Coupe de la poutre de couronnement quai a -5m.... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 44 : Schéma statique de calcul d'efforts horizontaux. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 45 : Tassement d'une pille au niveau d'un joint. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 46 : Poutre sous la charge du poids propre. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 47 : Poutre sous la charge concentrée. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 48 : Tassement d'une pille à la limite d'un joint.... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 49 : Poutre sous la charge du poids propre. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 50 : Poutre sous la charge concentrée. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 51 : Tassement d'une pille entre les joints. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 52 : : Poutre sous la charge du poids propre. .... **Error! Bookmark not defined.**
Figure 53 : Poutre sous la charge concentrée. .... **Error! Bookmark not defined.**

Figure 54 : Coupe de l'appontement. 71
Figure 55: Vue en plan de la prédalle et coupes. 72
Figure 57 : Modélisation de la structure M_{XX}^{MAX} 73
Figure 58 : Modélisation de la structure M_{yy}^{MAX} 74
Figure 59 : Modélisation de la structure Txx 74
Figure 60 : Modélisation de la structure Tyy 75
Figure 61 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés M_{xx}^{MAX} 77
Figure 62 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés M_{yy}^{MAX} 77
Figure 63 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés Txx.....78
Figure 64 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés Tyy.....78
Figure 65 : Section de la poutre de rive. 80
Figure 66 : Solicitations dues à la flexion simple. 82
Figure 67: Réactions, efforts tranchants et moments. 86
Figure 72 : Les différents travaux de reconnaissance. 91
Figure 73 : Travaux de dragage. 93
Figure 74 : Plan de dragage. 94
Figure 75 : Système de guidage métallique flottant. 96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Superficies des bassins et leur profondeur ainsi que les longueurs des ouvrages d'accostage. 25
Tableau 2 : Caractéristiques du chariot. 30
Tableau 3 : Répartition des charges. 30
Tableau 4 : Coefficient d'accélération de zone A. 31
Tableau 5 : Résultats des coefficient de poussées 36
Tableau 6 : Caractéristiques Acier. 60
Tableau 7 : Etude de la torsion.de la 1ere phase 81
Tableau 8 : Etude de la torsion.de la 2eme phase. 84
Tableau 9: Résultats des armatures finales 85
Tableau 11 : Moyens humains et matériels. 93
Tableau 12 : Caractéristiques du dragage. 95

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1

I.1 GENERALITE SUR LES MILIEUX MARIN 2
I.1.1 INTRODUCTION 2
I.1.2 GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER 2
I.1.2.1 Les mouvements ondulatoires 2
I.1.2.2 La houle 2
I.1.2.3 La marée 3
I.1.2.4 Les seiches 4
I.1.2.5 Les courants 4
*I.1.3 CONCLUSION ..... **Error! Bookmark not defined.***
I.2 RECYCLAGE DES SEDIMENTS DRAGUES (RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE) : 6
I.2.1 Généralités sur les sédiments de dragage 6
I.2.2 Composition générale des sédiments 6
I.2.3 Structure des sédiments 7
I.2.4 Gestion des sédiments de dragage 7
*I.2.5 Conclusion ..... **Error! Bookmark not defined.***
I.3 GENERALITE SUR LES OUVRAGES MARITIME 9
*I.3.1 INTRODUCTION ..... **Error! Bookmark not defined.***
I.3.2 DEFINITION D'UN PORT 9
I.3.3 ROLES DES PORTS 9
I.3.4 TYPES DE PORTS 10
Ports au large : En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, lechargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports « îlots » détachés du rivage, comportent des postes protégés. 10
I.3.5 PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DES PORTS MARITIMES 11
I.3.5.1 Les ouvrages extérieurs 11
I.3.5.2 Les ouvrages intérieurs 13
I.3.6 Signalisation Maritime : 17
I.3.6.1 Introduction : 17
I.3.6.2 Types de Signalisation Maritime : 18
I.3.6.3 Règles de Signalisation Maritime : 19
I.3.6.4 Signalisation Maritime lors de la Conception d'un Port : 20
I.3.7 CONCLUSION 20

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DE DONNEES 21

II.1 INTRODUCTION 22
II.2 PRESENTATION DU PROJET 22
II.2.1 Historique 22
II.2.2 Situation géographique 23
II.2.3 Objectif du projet 24
II.2.4 Situation du projet 24
II.2.5 Infrastructures existantes 25
II.3 COLLECTE DE DONNEES 28
II.3.1 Données géotechniques, topographique et bathymétrique : 28
II.3.1.1 Campagne de reconnaissance 28
II.3.1.2 Essais au laboratoire 28
II.3.2 Données sur les navires fréquentant le quai 29
II.3.3 Données sur les équipements 29
II.3.6 Données sismiques 31
II.4 CONCLUSION 31

CHAPITRE III : CALCUL DE STABILITE DE QUAIS 32

III.1 INTRODUCTION 33
III.2 Hypothèses : 34
III.3 CALCUL DES EFFORTS 35

III.4 VERIFICATION DE LA STABILITE GLOBALE DU QUAI A -7M ET DU RENVERSEMENT 39
III.5 VERIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL DE FONDATION 42
III.6 VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE DU QUAI A -7M VIS-A-VIS DU GLISSEMENT ET DU RENVERSEMENT : 45
III.7 VERIFICATION DE LA STABILITE VIS-A-VIS DU GRAND GLISSEMENT 57
III.7 CONCLUSION 58
V.1 INTRODUCTION : 60
V.2 HYPOTHESES DE CALCULS 60
V.3 CALCUL DE LA POUTRE DE COURONNEMENT DES QUAIS A -7M 60
IV.1 INTRODUCTION 71
IV.2 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DE L'APPONTEMENT 71
IV.3 HYPOTHESES DE CALCUL 72
IV.4 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE L'APPONTEMENT 72
IV.4.1 Prédalle 72
IV.4.2 La poutre de rive 80
IV.4.2.1 Première phase 80
IV.4.2.2 Deuxième phase 82
IV.4.2.3 Flexion transversale 85
IV.4.3 Le chevêtre 86
IV.4.3.1 Première phase (hors service section (1.37x0.5 m)) 86
IV.4.3.2 Deuxième phase (en service (1.37x1.15 m) 86
IV.4.4 Calcul des pieux 87
IV.4.4.1 Vérification de la fiche du pieu par le programme PIEUIS 87
CHAPITRE VI : DRAGAGE ET TRAVAUX DE REALISATION 89
VI.1 DRAGAGE 90
VI.1.1 Introduction : 90
VI.1.2 Méthodologie : 90
VI.1.2.1 Travaux de préparation et reconnaissances : 91
VI.1.2.2 Exécution des travaux de dragage et extraction des sédiments 92
VI.1.3.Plan de dragage : 94
V.1.4 Volume : 95
V.1.5 Conclusion 95
VI.2 REALISATION APPONTEMENT SUR PIEU 95
VI.2.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 95
Mise en place Système de Guidage des pieux Ø 1066mm. 95
VI.2.2 Travaux préparatoires et installation du système. 95
VI.2.3 Matériels utilisés. 99
VI.2.4 Conclusion 99
CONCLUSION GENERALE 100
BIBLIOGRAPHIE 101

INTRODUCTION GENERALE

« Celui qui sert une révolution laboure la mer » Simon Bolivar

Au cours des dernières années, l'économie mondiale a connu une progression considérable, ce qui fait du trafic maritime un élément clé du développement économique. En effet, le transport des marchandises et des passagers à travers les mers et les océans joue un rôle essentiel. Les ports sont donc des infrastructures essentielles, conçues pour faciliter la transition de la mer vers la terre, l'accostage des navires, la manutention des marchandises, , le ravitaillement et la réparation…etc.

C'est donc l'accostage des navires qui nous intéressera, l'utilité étant une compréhension ultime du transport et de la logistique, notamment pour la sécurité. C'est donc la raison de l'initiation de notre projet de fin d'études (PFE) : l'étude d'aménagement d'un quai d'accostage pour garde-côtes du port de Djen Djen, proposé par l'entreprise de réalisation MEDITRAM.

Ainsi, les ouvrages portuaires (terminaux, quai, ducs d'albe...) restent donc des éléments d'une importance capitale pour la pérennité et la paix d'un pays, que ce soit dans le coté de l'économie ou celui de la sécurité et la logistique.

À travers ce travail, nous consacrerons donc le premier chapitre aux généralités se rapportant au milieu marin et aux ouvrages portuaires.

Le deuxième chapitre comporte la collecte des données de base et l'établissement des besoins du projet. Le troisième chapitre porte sur l'étude de stabilité de nos quais. Le quatrième et cinquième chapitres ont été respectivement consacrés à l'étude de la poutre de couronnement et l'appontement.

Pour conclure ce modeste travail, nous avons réservé le sixième chapitre au dragage et à la méthodologie d'exécution pendant la phase de réalisation du dragage et de l'appontement.

Chapitre I : Généralités

I.1 GENERALITE SUR LES MILIEUX MARINS

I.1.1 INTRODUCTION

L'homme a de tout temps utiliser les mers comme voie de communication et a simultanément été obligé de créer des abris pour assurer la liaison terre-mer. Il a également dû défendre son territoire contre les assauts de la mer. La mise au point de tels projets suppose une connaissance approfondie sur les divers mouvements de la mer.

Le présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu y afférent.

I.1.2 GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

Le milieu marin est un milieu liquide toujours agité, cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes oscillatoires de diverses périodes et d'autres non oscillatoires comprenant principalement les courants.

I.1.2.1 Les mouvements ondulatoires

Ce sont tout mouvements caractérisés par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde. Ils sont de trois (03) ordres : la houle, la marée et les seiches.

I.1.2.2 La houle

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

La houle est l'ensemble des ondulations produites par l'action du vent qui sont relativement régulières, car les vagues se succèdent avec des amplitudes, des longueurs d'onde et des périodes différentes. Aussi, on définit la houle comme un phénomène polychromatique, car c'est la superposition de différentes ondes sinusoïdales.

- Caractéristique de la houle

La houle est caractérisée par plusieurs critères :

- H : la hauteur de la houle l'amplitude (dénivellation maximale entre une crête et un creux successif en mètre) ;
- L : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives) ;
- T : la période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe) ;
- a : l'amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur) ;
- g : la cambrure (le rapport H/L) ;
- c : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes L/T) ;

- d : la profondeur au repos.

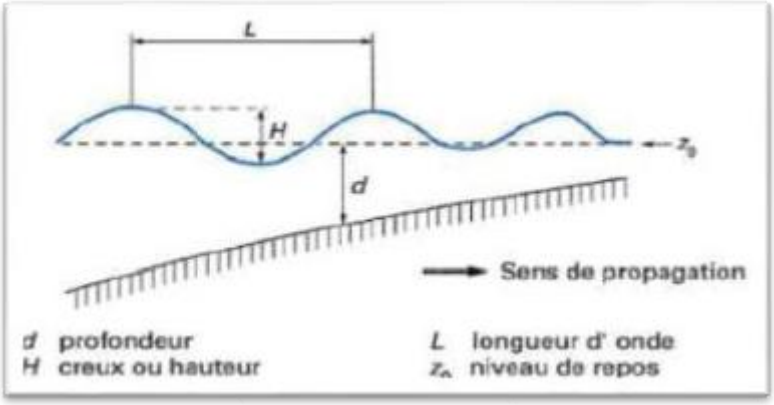


Figure 1 : Propagation de la houle.

- Déformations de la houle

Les phénomènes de déformations intervenant dans la propagation de la houle sont :

- **La diffraction**

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

- **Le déferlement**

La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint, une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux, soit par réduction de la longueur d'onde qui résulte de la diminution de la profondeur. Alors la vague est partiellement ou totalement détruite on dit que la houle déferle.

- **La réfraction**

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

- **La réflexion**

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

I.1.2.3 La marée

La marée est une ondulation périodique qui affecte le niveau des mers et des océans. Des oscillations qui se manifestent à la côte par une oscillation d'amplitude variable (0,3 à 15 m) et de période égale à la journée ou à la demi-journée, en Algérie elle est de (0,3 à 0,4 m), elle est provoquée par l'attraction des astres (le soleil et la lune) sur les molécules liquide de l'eau.

On appelle « marnage » l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la basse mer et la pleine mer suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est dite « le montant » ; le niveau baisse pendant « le perdant ». La variation du niveau d'eau est accompagnée de courants de même période appelés « courants de marée » qui transportent les énormes masses

d'eau déplacées par la marée.

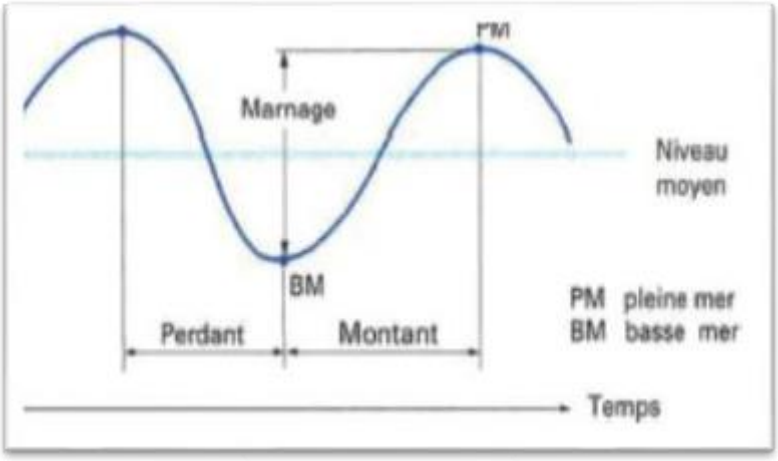


Figure 2 Phénomène de la marée

I.1.2.4 Les seiches

Les seiches sont des oscillations périodiques, amorties ou entretenues, des grands plans d'eau fermé ou semi-fermé. Le critère distinctif utilisé entre les seiches et les autres types d'onde sont la période (comprise entre 1 à 10 minutes) ainsi que la longueur d'onde qui est de plusieurs centaines de mètres mais dont l'amplitude ne dépasse pas quelques décimètres. Elles se manifestent principalement par des mouvements oscillants horizontaux, gênants pour les navires amarrés, et par des mouvements verticaux relativement faibles.

I.1.2.5 Les courants

Un courant marin est un déplacement d'eau de mer régulier, continu et cyclique. Caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Ce type de déplacement est dû aux différences de température, densité et salinité, pesanteur et pression (forces intérieures), et aux effets combinés du vent et attraction des astres (forces extérieurs),

Parmi les types de courants, on distingue :

- Les courants généraux.
- Les courants de marée.
- Les courants de houle.
- Les courants côtiers.

- Les courants généraux

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

- Les courants de marée

Les courants de marée aussi dits "courants gravitationnels", sont des courants dont l'origine est la force génératrice des marées, ils sont, tout comme cette dernière, liés principalement à l'attraction newtonienne entre la Terre, la Lune et le Soleil. Ils affectent

pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité.

- Les courants de houle

Sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur). Leur importance décroit avec la profondeur.

Ils se dressent en 3 catégories :

- Courant littoraux
- Courant de retour
- Courant d'expression

- Les courants côtiers

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

I.2 Recyclage des sédiments dragués (recherche bibliographique) :

I.2.1 Généralités sur les sédiments de dragage

D'un point de vue géologique, les sédiments sont définis comme étant des matériaux fins, issus généralement de l'usure des roches, qui décantent sur le fond. Ces matériaux peuvent être caractérisés par leur : origine, nature minéralogique, constituants, et leur taille. Ils peuvent être d'origine naturelle ou anthropique :

➢ **Origine naturelle** : les particules peuvent être de nature endogène ou exogène :

▪ Les particules endogènes (autochtones) : principalement constituées de M.O, généralement des organismes aquatiques animaux ou végétaux

▪ Les particules exogènes : des fragments minéraux venant de l'érosion éolienne ou hydrique des sols. Ils peuvent aussi être de caractère organique comme les abris et les feuilles d'arbres

➢ **Origine anthropique** : peuvent être de nature organique ou minérale, proviennent essentiellement de l'activité humaine (industrielle, urbaine, et agricole)

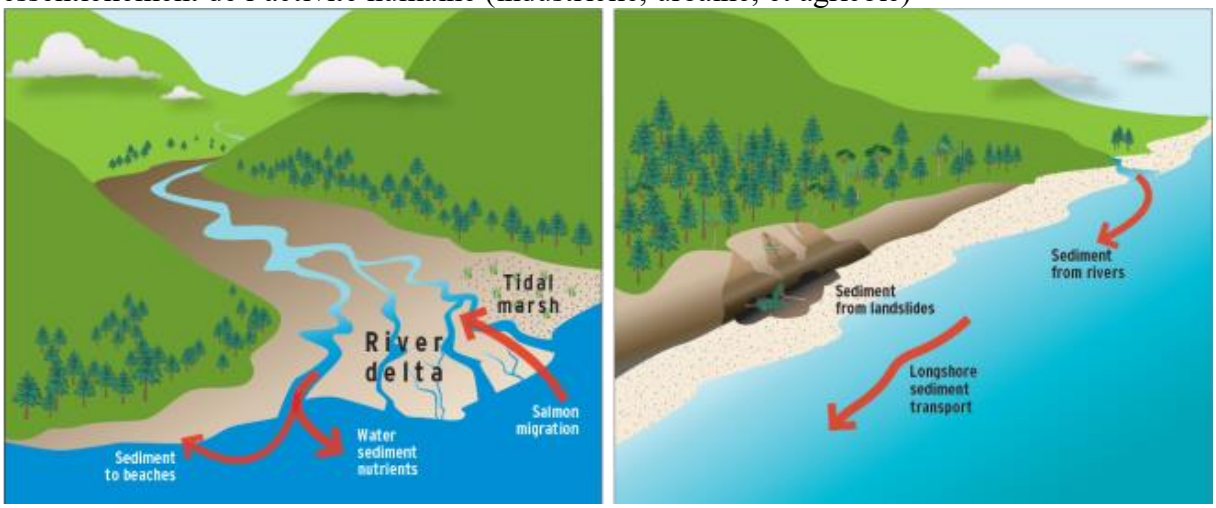


Figure 3: Processus de transport des sédiments

I.2.2 Composition générale des sédiments

Ces matériaux sont très hétérogènes et sont généralement constitués de :

➢ **Éléments** : 80 % des composantes chimiques principaux (Si, Al, K, Na, Mg), 20 % des éléments carbonatés (CaCO3, MgCO3, etc.), des éléments mobiles (Mn, Fe, S), aussi des métaux lourds (Hg, Cd, Pb, Zn, Cu, Ni, Ag, etc.) qui représentent moins de 0,1 % La problématique de ces derniers c'est qu'ils ne sont pas biodégradables et ils provoquent l'apparence de bioaccumulation le long des chaînes trophiques.

➢ **Eau interstitielle** : qui représente entre 20 à 90 % du volume des sédiments, c'est pourquoi leur teneur en eau initiale varie entre 150 et 300 %, tout dépend des méthodes de dragage Cette eau peut être répartie en 5 catégories

- ▪ Capillaire : liée aux fines par capillarité, mais accessible à l'évaporation ;
- ▪ Colloïdale : l'eau qui hydrate les colloïdes ;
- ▪ Libre : se percole sous l'effet de pesanteur, elle remplit les pores macroscopiques ;
- ▪ Adsorbée : liée à la surface des grains par des forces intermoléculaires ;
- ▪ De constitution : qui fait partie de la conception chimique des masses minérales présentées dans la phase solide du sol ;

➢ **Matières inorganiques** : sont constituées des coquilles et de composés minéraux, ils influencent les caractérisations physiques et minéralogiques des sédiments. Ces matières peuvent être d'ascendance de : graviers, gravillons, cailloux, et sables issus de l'érosion des sols, ou bien des éléments fins, vases minéraux, et squelettes d'organismes ;

➢ **Matières organiques (M.O.)** : leur origine dans les sédiments est très variée, en général,

cette M.O. peut se regrouper en 4 catégories : M.O. vivants (des biomasses actives), M. O. frais (les débris végétaux), matières composées en cours d'évolution, et matières humus qui représentent 60 % des M.O. dans les sédiments ;

I.2.3 Structure des sédiments

Comme la nature hétérogène diverse des sédiments, leur fraction granulométrique varie d'une région à l'autre. Les différentes classes granulométriques (NF P18-560) sont : les cailloux (20 à 200 mm), les graviers (2 à 20 mm), les sables grossiers (0.2 à 2 mm), les sables fins (20 µm à 0,2 mm), les limons (2 à 20 µm), et les argiles (< 2 µm). Afin de classifier les types des sédiments, une étude a été faite par la Commission Géologique des États-Unis. En examinant une base de données de 27 k échantillons des sédiments, l'analyse montre que leur granulométrie correspond généralement aux trois dernières fractions (< 0,2 mm).

La sédimentation des matériaux est aussi une problématique pour les barrages. Dans le monde entier il y a approximativement 800 000 barrages en service, et les sédiments piégés l'eau des rivières est toujours en mouvement, elle décélère et laisse tomber le gravier, le sable, et le limon qu'il transporterait. Les réservoirs des barrages conservant des quantités supplémentaires de sédiments causés par l'augmentation du taux d'érosion des paysages induits par l'exploitation minière, l'agriculture, la déforestation, et l'urbanisation.

I.2.4 Gestion des sédiments de dragage

- Prétraitement et traitement des sédiments

Que ce soit dans la technique routière ou dans autre domaine du génie civil, la présence de la M.O. ou de polluants n'est pas souhaitée. Systématiquement, un prétraitement ou un traitement est nécessaire pour éliminer ou réduire la M.O. ou bien une contamination, il existe certains traitements différents comme :

▪ Le prétraitement par déshydratation : en utilisant les techniques de : pressoir, le bassin de décantation, la centrifugation, l'évaporation, ou les filtres, bande et filtres-presses ;

▪ La séparation physique : par nettoyage des débris et la récupération des fractions valorisables. Les méthodes les plus utilisées sont : le criblage ou tamisage, les bassins de séparation, les séparations magnétiques, électrostatique ou électrodynamique ;

▪ Le traitement physique : consiste à concentrer les polluants dans une portion réduite à travers l'exploitation des caractérisations physiques des constituants du sédiment, pour objectif de retirer la fraction majoritaire la moins polluée possible

▪ Le traitement thermique : très efficace pour diminuer les contaminants, détruire la M.O, et améliorer les propriétés physiques

▪ Le traitement biologique : favorisent la dégradation des polluants par l'action des microorganismes, principalement les hydrocarbures, composés organostanniques, ou HAP

▪ Le traitement chimique : a pour objet d'extraire ou de stabiliser les polluants soit par l'utilisation des adjuvants qui provoquant un changement d'état des contaminants, ou par lixiviation, par complexation, par solvant, ou par échange cationique

- Valorisation des sédiments

Plusieurs études ont été faites sur la valorisation des sédiments de dragage dans plusieurs sous-domaines de génie civil tels qu'en : technique routière, briqueterie et céramique, granulats légers, et comme additions minérales. Ces études-là ont montré la faisabilité de valorisation des sédiments dans ce domaine. Par ailleurs, des projets aussi ont été réalisés carrément à la base de ces matériaux

La gestion des sédiments dragués représente donc un enjeu majeur d'un point de vue environnemental et économique. Afin de valoriser ces matériaux, il sera nécessaire de prendre

en considération plusieurs paramètres tels que : leurs caractérisations, le choix des méthodes de traitement adapté. Les sédiments dragués pourraient constituer une addition minérale et une nouvelle ressource. Ces sédiments ont été considérés comme des déchets depuis longtemps. Cependant, après traitement, ils ont démontré des propriétés pouzzolaniques peuvent permettre une utilisation avec du ciment Portland comme additif minéral ou filler dans les matrices cimentaires

I.3 GENERALITE SUR LES OUVRAGES MARITIME

I.3.1 DEFINITION D'UN PORT

Un port est un endroit géographique construit par l'homme, par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, destiné à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.



Figure 3 : Port de Djen Djen, Jijel

I.3.2 ROLES DES PORTS

Le port a deux principaux rôles :

- Rôle économique ;
- Rôle physique.

- Rôle économique

- Le rôle d'un port maritime est d'assurer la continuité entre les modes des transports : maritimes ou fluvial et terrestre. On y trouve deux aspects :
- Aspect industriel : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime ;
- Aspect du marché : Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise, car le transit des marchandises peut s'accompagner des opérations commerciales.

- Rôle physique

Le stationnement des navires dans le port à l'abri du vent et de la houle afin :

- De stationner en période d'attente des marchandises ou/et des passagers ;
- D'effectuer les opérations de transit : chargement et déchargement des marchandises, embarquement et débarquement des passagers ;
- D'assurer l'entretien et la réparation des navires ;
- D'effectuer les ravitaillements : carburant, eau, produits pour

l'équipage et les passagers.

I.3.3 TYPES DE PORTS

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par ce port. La classification des ports ne peut, dans ces conditions, être faite d'une façon unique.

- Classification par fonctions principales (mission)

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

- Ports militaires : requiert des espaces abrités importants où les navires peuvent stationner disséminés dans un but de protection ;
- Ports de commerce : assure les meilleures conditions économiques et de sécurité, effectue toutes les opérations de transit ;
- Ports de plaisance : Ils sont implantés dans des zones dont la vocation touristique a été clairement annoncée. Ils permettent la satisfaction des besoins de la navigation de plaisance et le développement de cette activité ;
- Ports de pêches : destinés à recevoir les navires armés à la pêche et à assurer la satisfaction des besoins et le développement de cette activité.

- Classification par implantation géographique (localisation)

- Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un portet les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Suivant le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :
- Ports à la côte (extérieurs) : Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, oucreusés dans les terres ;
- Ports intérieurs : Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canalmaritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer ;

Ports au large : En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports « îlots » détachés du rivage, comportent des postes protégés.

I.3.4 PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DES PORTS MARITIMES

I.3.4.1 Les ouvrages extérieurs

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

- Les digues

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

- Digues à talus

Ils sont des ouvrages de forme trapézoïdale, réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers, protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou deblocs artificiels de plus grandes dimensions.

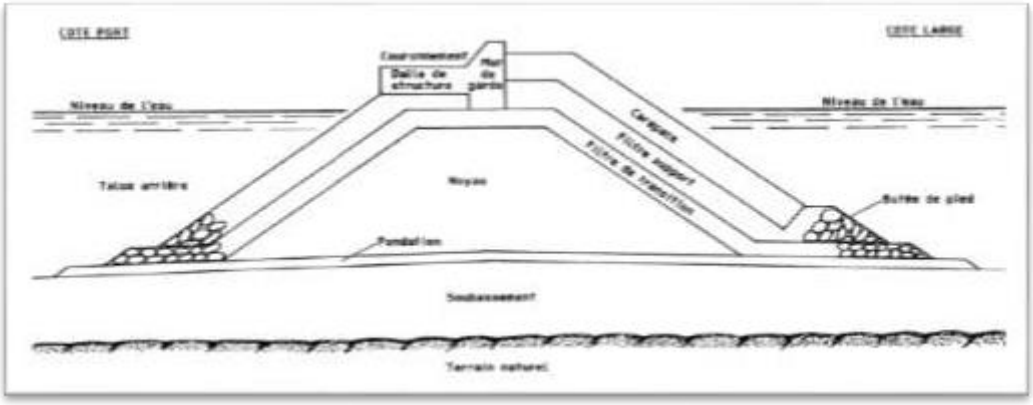


Figure 4 : Coupe-type d'une digue à talus.

- Digues verticales

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

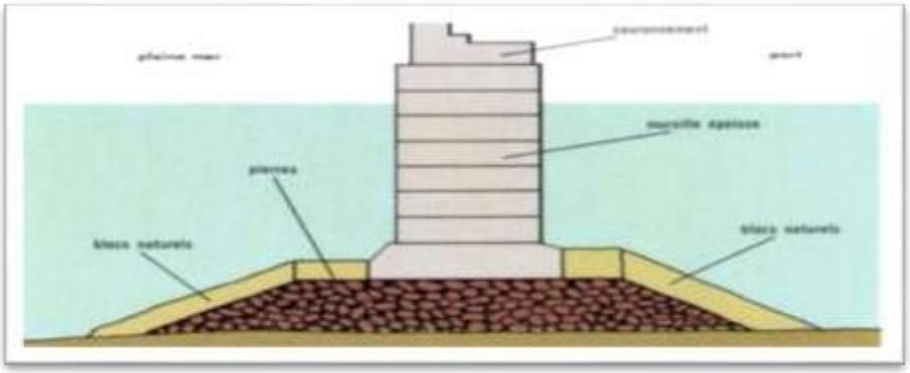


Figure 5 : Coupe-type d'une digue verticale.

- Digues mixtes

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

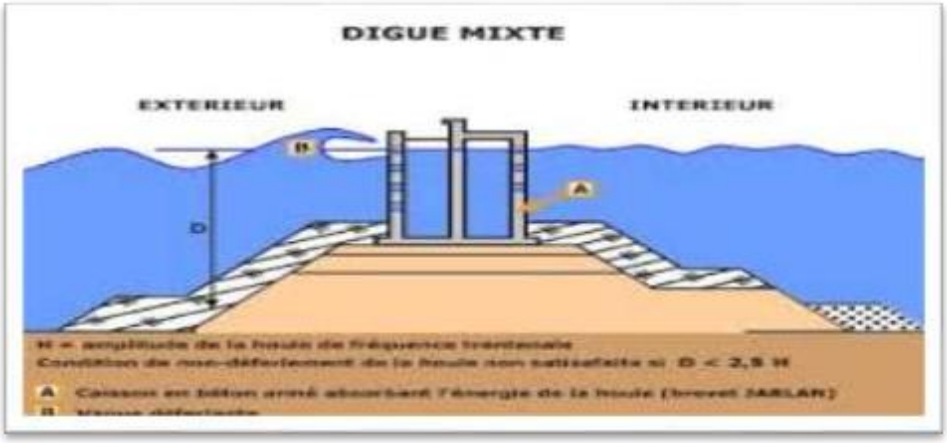


Figure 6 : Coupe-type d'une digue mixte.

- Digues spéciales

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, on peut citer :

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



Figure 7 : Les rideaux de bulles d'air.

- Jetées

Ce sont des structures rigides construites, qui ont pour rôle la protection des zones demanœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Il existe deux types :

- Les jetées principales ;
- Les jetées secondaires.



Figure 8 : Les jetées de l'abri de pêche Honaine en Algérie.

I.3.4.2 Les ouvrages intérieurs

Ce sont des ouvrages qui se trouvent à l'intérieur des ports. Les différents types d'ouvrages sont :

- Les ouvrages d'accès ;
- Les plans d'eau ;
- Les ouvrages d'accostages.

- Les ouvrages d'accès

Ils ont pour rôle l'accès au port.

- Les plans d'eau

Ces ouvrages Servent au stationnement des navires et à l'évolution, ils constituent :

- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée ;
- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à unniveau constant ;
- Une zone d'évitage, qui est la zone où le navire change son cap de 180° généralementaidé de remorqueurs pour se diriger vers un poste ou vers la sortie du port.

- Les ouvrages d'accostage

Les ouvrages d'accostages sont les ducs d'Albe, les appontements et les quais. Ils servent à :

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

- Les ducs d'Albe

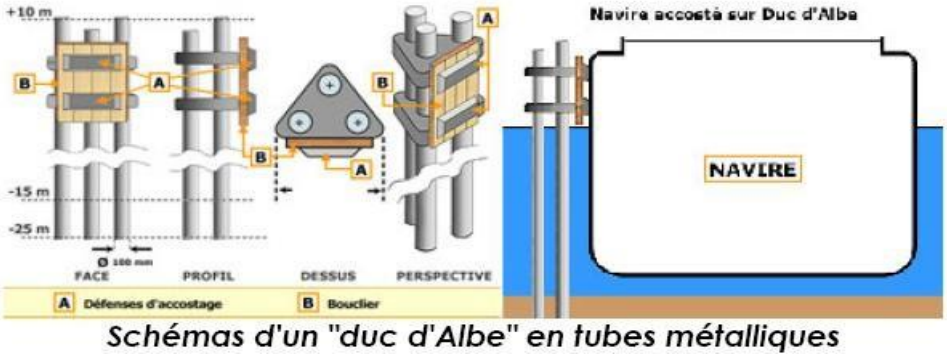


Figure 9 : Shémas d'un "duc d'Albe" en tubes métalliques.

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appuipour les navires, et permettent seulement leurs amarrages ou l'accostage.



Figure 10 : Ducs d'Albe.

- Les quais

Section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagéeen vue de permettre :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Retenir les terres en contact des plans d'eau.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.

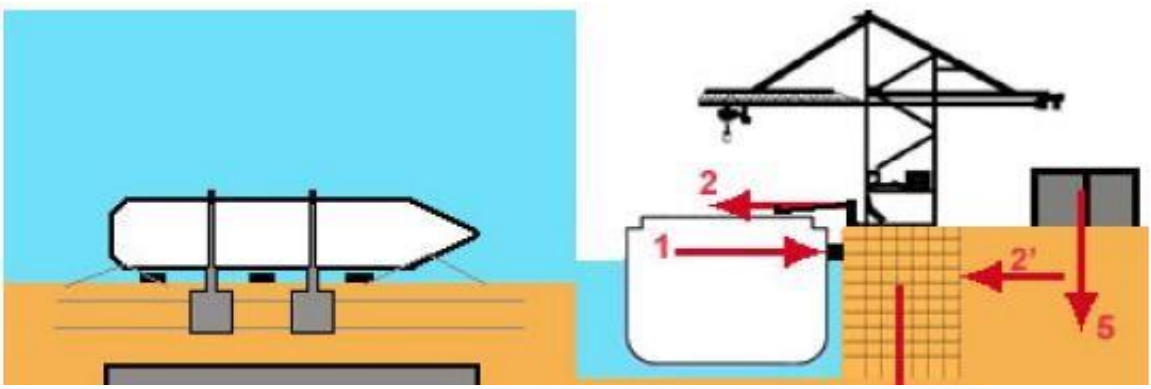


Figure 11 : Un quai assurant une liaison directe entre le navire et la terre.

On retrouve deux grands types de quai :

- Les quais sur sol de bonne portance (massifs) : Lorsque le sol offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forle d'ouvrages massifs capable de résister aux efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre. Par exemple :
    - Les quais en blocs :

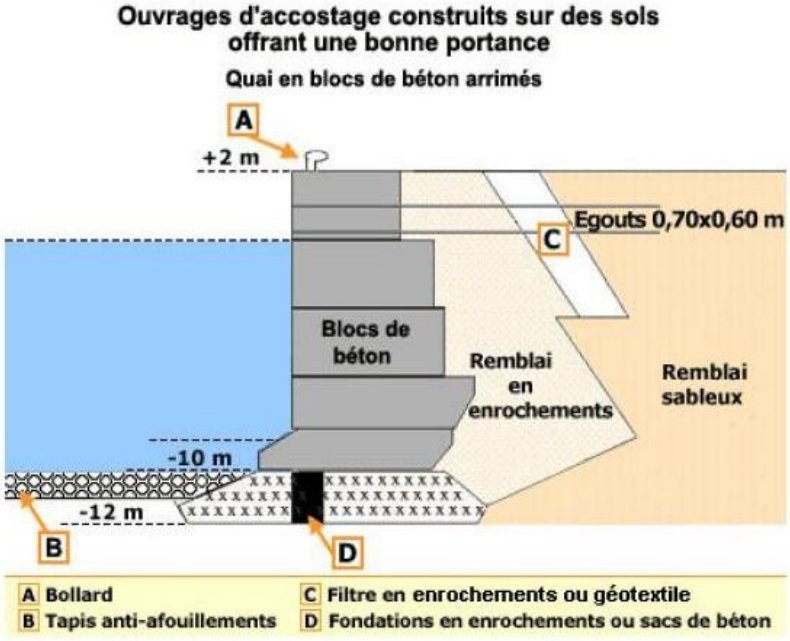


Figure 12 : Ouvrage d'accostage construits sur des sols offtant une bonne portance.

- Les quais en caissons.

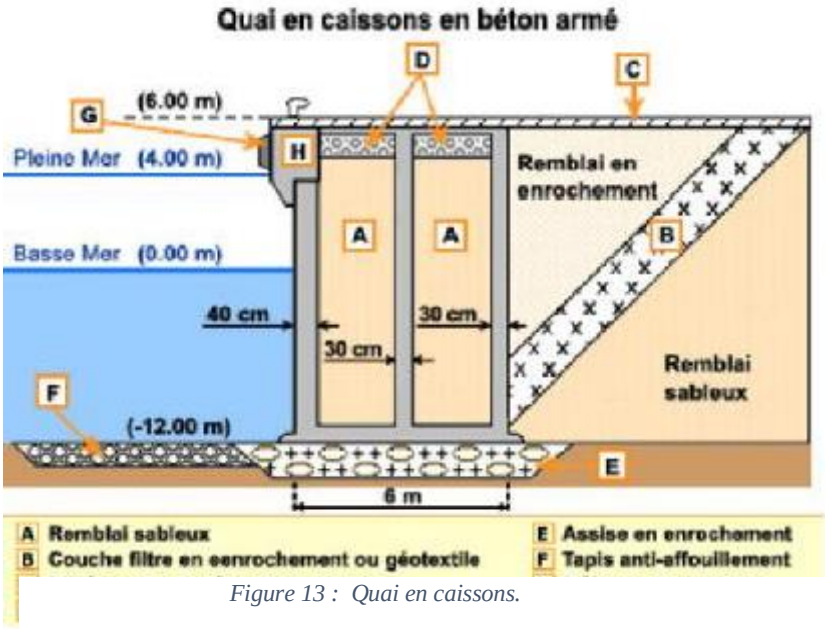


Figure 13 : Quai en caissons.

- Les quais en gabions de palplanches.

- Les quais sur sol de faible portance :
  - Les quais mixtes (type danois).
  - Les quais sur pieux.

- Appontement :

L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

- Aux efforts horizontaux d'accostage (1) d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir des remblais
- Aux efforts verticaux de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4) des éventuelles cargaisons déposées (5)

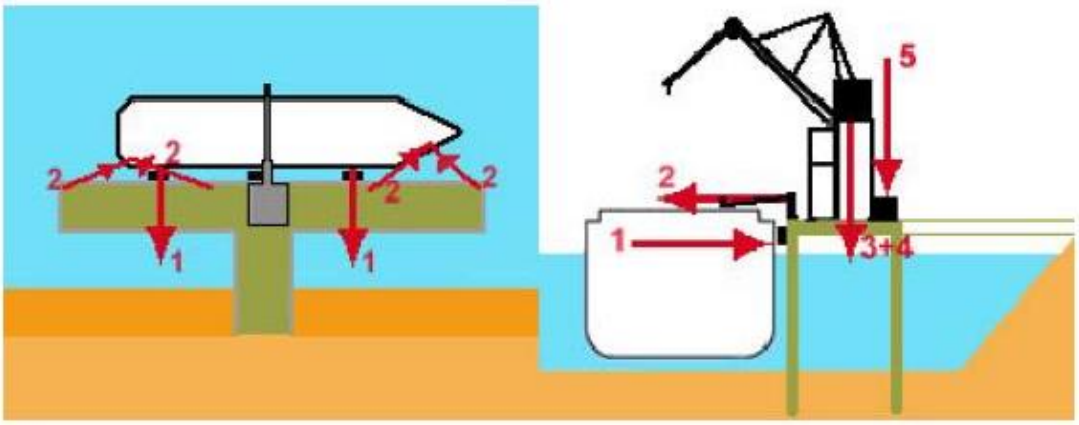


Figure 14 : Appontement sans liaison entre le navire et la terre.

L'ouvrage ne sert qu'à l'accostage et/ou l'amarrage du navire. Il doit résister :

- Aux efforts horizontaux d'accostage (1) et d'amarrage (2)
- Aux efforts verticaux dus à son seul poids propre (3).

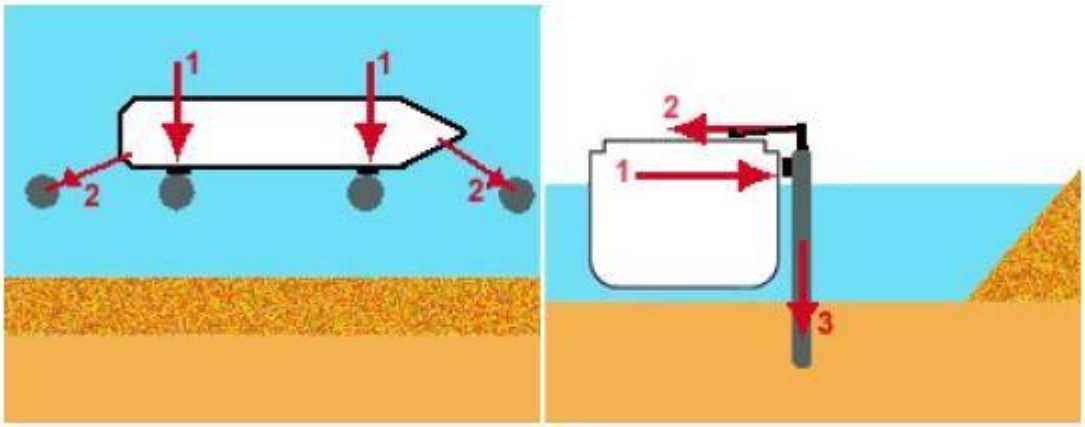


Figure 15 : Appontement pour accostage et ammarage.

I.3.5 Signalisation Maritime :

I.3.5.1 Introduction :

La signalisation maritime joue un rôle crucial dans la sécurité et l'efficacité des activités maritimes. Elle permet d'orienter les navires, de prévenir les dangers et de faciliter la navigation en mer. Ce chapitre explore les différents types de signalisation maritime, les règles associées à leur utilisation et l'importance de la signalisation lors de la conception d'un port.



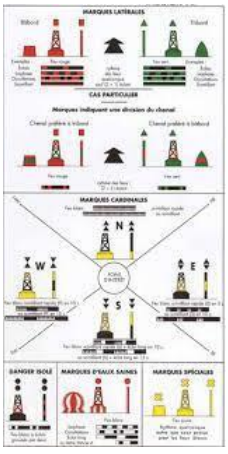


Figure 16 : Exemple de signaisation maritime.

I.3.6.2 Types de Signalisation Maritime :

1. Balises : Les balises sont des repères visuels qui aident les navigateurs à identifier les zones dangereuses, les canaux de navigation et les délimitations de voies. Elles peuvent être fixes ou flottantes, et sont généralement de différentes formes et couleurs pour indiquer des informations spécifiques.

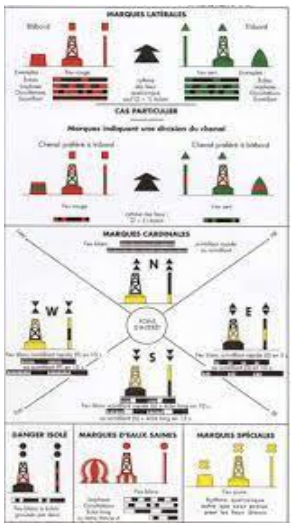




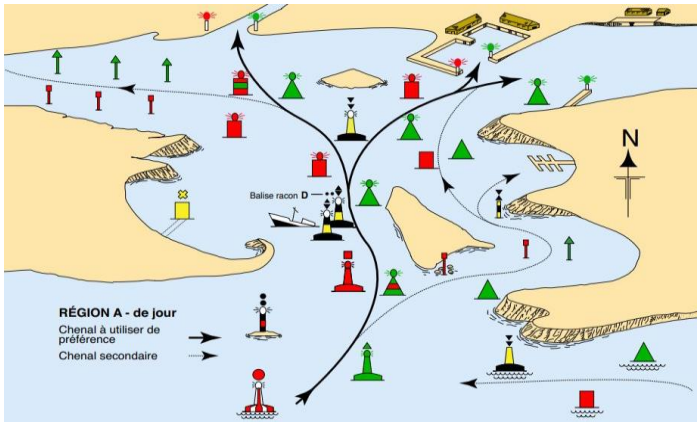
Figure 17 : Exempe de balises.

2. Feux de Navigation : Les feux de navigation sont des signaux lumineux utilisés pour guider les navires pendant la nuit ou par mauvaise visibilité. Ils sont généralement situés sur les phares, les balises ou les bouées et sont codifiés selon des systèmes internationaux de couleurs et de fréquences clignotantes.

Description	Abréviation internationale	Exemple	Observation
1. FIXE Feu dont la lumière paraît continue et uniforme et de couleur constante à un observateur dont la position demeure inchangée par rapport à celle du feu.	F		
2. À OCCULTATIONS Feu dont la durée totale d'éclairement dans une période est nettement supérieure à la durée totale d'extinction et dont les intervalles d'extinction (occultations) ont habituellement la même durée.			
2.1. À occultations régulières Feu dont les occultations se succèdent régulièrement.	Oc	2 10 12 s	
2.2. À occultations groupées Feu dont les groupes, d'un nombre donné d'occultations, se succèdent régulièrement. La durée totale d'éclairement dans chaque période peut être égale à la durée totale d'extinction.	Oc(..)	1 1 1 10 13 s	Exemple : Oc(2)
2.3. À occultations groupées composées			

Figure 18 : Exemple de feux de signalisation et leurs utilisations.

3. Marques de Jour: Les marques de jour sont des signaux visuels qui aident les navigateurs à identifier les caractéristiques géographiques, les obstacles et les voies navigables. Elles peuvent prendre la forme de cônes, de sphères, de rectangles ou d'autres symboles, et sont généralement peintes en couleurs vives pour une meilleure visibilité.



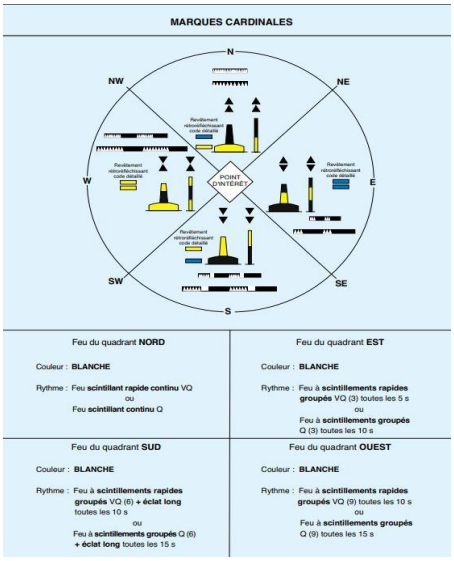


Figure 19 : Normes de marques de jour et leurs utilisations.

4. Signaux Sonores : Les signaux sonores sont utilisés lorsque la visibilité est limitée ou lorsque des avertissements doivent être communiqués aux autres navires. Les signaux sonores courants incluent les cornes de brume, les cloches et les sifflets, et chaque type de signal sonore a une signification spécifique selon le code international de signaux maritimes. Cela dit, ce n'est pas très répandue comme pratique due à l'utilité des autres signaux.

I.3.6.3 Règles de Signalisation Maritime :

1. Convention de l'Organisation Maritime Internationale (OMI) : L'OMI établit des normes internationales pour la signalisation maritime dans le cadre de la Convention internationale pour la sauvegarde de la vie humaine en mer (SOLAS). Ces règles couvrent la couleur, la forme et la signification des différentes marques et feux utilisés.
2. Règles de Prévention des Abordages en Mer (Règles de Barre): Les règles de barre établissent les mesures à prendre pour prévenir les abordages en mer. Elles incluent des instructions sur la manière de manœuvrer dans différentes situations, d'interagir avec d'autres navires et de respecter la priorité de passage.

I.3.5.4 Signalisation Maritime lors de la Conception d'un Port :

Lors de la conception d'un port, la signalisation maritime est essentielle pour assurer la sécurité et la fluidité du trafic maritime. Voici quelques aspects clés à considérer :

1. Canaux de Navigation : Les canaux de navigation doivent être clairement définis et balisés pour guider les navires entrants et sortants du port. Des balises appropriées, des feux de navigation et des marques de jour doivent être installés pour indiquer les itinéraires sûrs et les dangers.
2. Zones de Mouillage : Les zones de mouillage doivent être délimitées et signalées pour permettre aux navires de jeter l'ancre en toute sécurité. Des bouées d'amarrage et des marques de jour peuvent être utilisées pour indiquer les zones de mouillage autorisées.
3. Signalisation des Obstacles : Les obstacles tels que les épaves, les récifs et les bancs de sable doivent être signalés pour éviter les accidents. Des balises spécifiques et des feux de navigation peuvent être utilisés pour alerter les navigateurs des dangers.

I.3.7 CONCLUSION

Afin de pouvoir entamer les volés techniques de nos études de projet maritime, des généralités et des notions fondamentales sur le milieu marin sont nécessaires.

A travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages qui font les ports d'aujourd'hui, et surtout qui nous intéressent vis-à-vis de notre projet. Dans le chapitre suivant, nous présenterons notre projet ainsi les données et considérations à prendre en compte pour sa conception.

Chapitre II : Présentation du projet et collecte de données

II.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, nous comptons présenter le projet d'étude d'aménagement des quais de servitude du port de Djen Djen ainsi que les données de base nécessaires pour la justification du choix de la variante prise dans le cadre de notre étude.

II.2 PRESENTATION DU PROJET

II.2.1 Historique

Les algériens, via l'histoire, ont toujours été passionnés par la mer et la navigation, cela a donc permis la découverte d'horizons lointains ainsi que l'établissement de comptoirs portuaires le long des côtes, assurant donc des abris pour les bateaux en stationnement et de lien entre les transports maritimes et terrestres.

La ville de Jijel et son port de Jijel remontent loin dans le temps lorsque les phéniciens venus du Moyen-Orient établirent des comptoirs le long de la cote algérienne. Le port de Jijel a joué un rôle important dans la vie économique de la région à travers les âges.

C'est au courant de l'année 1974, lors de la visite du président Houari Boumediene dans la région que fut décidé un programme économique ambitieux pour le développement de la wilaya de Jijel.

Le projet d'implantation d'un pôle sidérurgique d'une capacité de 2 millions de tonnes par année, rendait nécessaire des supports d'accompagnement routes, voies ferrées, port, centrale de production d'électricité, aéroport, …

Le port de Jen jen faisait partie initialement donc de cet ensemble de grands projets destinés à sortir la région de son isolement et permettre son décollage économique.

Il est résumé ci-dessous les grands projets inities pour le développement de la région de Jijel :

- Complexe sidérurgique de 2 millions de tonnes /an.
- Port de Jen jen de capacité 4,5 millions de tonnes/an.
- Centrale thermique de Jijel d'une capacité de 3x210MW.
- Voie ferrée Jijel-Ramdane Djamel.
- Route express Jijel-Constantine.
- Routes vers Sétif et Bejaia.
- Aérodrome de Jijel.

La majorité de ces projets ont été réalisé sauf le complexe sidérurgique.

Le port de Djen Djen a été lancé le 09 novembre 1984, la réception définitive à eu lieu le 10 Aout 1991.

II.2.2 Situation géographique

Djen Djen situé à l'Est de l'Algérie est sur la côte méditerranéenne à 10 kilomètres à l'Est de Jijel, chef-lieu de la wilaya

Le site est environ à un kilomètre (01km) à l'Est de l'embouchure de l'oued Jen jen, une des rares zones de cette région de la cote qui offre une surface plane suffisamment large pour un développement industriel.

La position géographique du port de Djen Djen est de 36° 50 en latitude Nord et de 5° 53′ en longitude Est, bénéficie d'une place stratégique à moins de 50 miles de la route maritime reliant le canal de Suez au détroit de Gibraltar. Il est le dernier port commercial construit en Algérie après l'indépendance et considéré comme le plus important ouvrage portuaire en Méditerranée en termes d'espaces et eau profonde.



Figure 20 : Plan de situation du port de Djen Djen

II.2.3 Objectif du projet

Le projet de fin d'études (PFE) a pour objectif l'étude d'aménagement d'un quai de servitude pour l'accostage des garde-côtes, avec un appontement et un dragage en plein port de servitude de Djen Djen. Le projet a une certaine importance pour l'Algérie, concrétisant une sécurité et une logistique politique et militaire hors-pair, comme expliqué dans l'historique du port.

II.2.4 Situation du projet

La zone du projet est réglementée, sous contrôle militaire sur le coté de Jijel, au Port de Djen Djen, la variante a été directement proposé.

Le projet a été principalement lancé dans le but de faciliter l'accostage des garde-côtes en prévision de l'arrivée imminente d'une nouvelle flottille. Il vise à améliorer la logistique d'accostage et à favoriser une bonne coordination entre les différentes parties du port.



Figure 21 : Plan de masse de la variante proposée.

II.2.5 Infrastructures existantes

Avant le début du projet, les caractéristiques du port de Djen Djen étaient les suivantes bassins

- Terre-pleins : surface totale de 104 ha,
- Plan d'eau abrité : estimé à 123,3 ha (hors zone centrale réservée à l'extension des quais)

Le tableau ci-après donne les superficies des bassins et leur profondeur ainsi que leslongueurs des ouvrages d'accostage.

Bassin	Plan d'eau (ha)	Profondeur (m)	Ouvrages d'accostages (ml)
Zone d'évitage et chenal d'accès	72,70	18,80 à 19,30	
Port ouest	26,40	10,50 à 18,20	1058
Port est	22,20	11,00	1014 + 1 appontement Ro-Ro
Port de servitude	5,00	2,50 à 7,00	1 appontement pour vedette de 120 ml et 1 appontement pour remorqueurs (5postes)

Tableau 1 : Superficies des bassins et leur profondeur ainsi que les longueurs des ouvrages d'accostage.

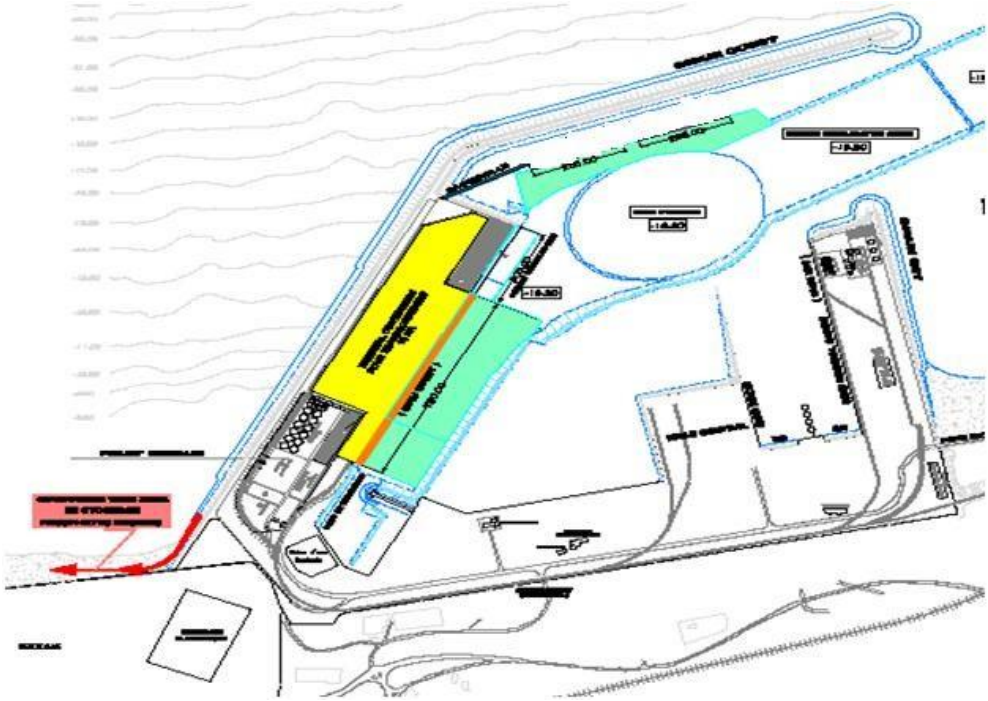


Figure 22 : Plan de masse du port de Djen Djen en 2009.

Les ouvrages de protection sont constitués par :

Une jetée Nord ouest d'une longueur de 3000 ml. C'est un ouvrage à talus protégé par desblocs cubiques rainurés (BCR) fondée à une profondeur variant de 0 à19m.

Une jetée Est d'une longueur de 897ml qui est également un ouvrage à talus fondé à des profondeurs variant de 0 à 12m.



Figure 23 : Vue aérienne de l'état actuel du port de Djen Djen

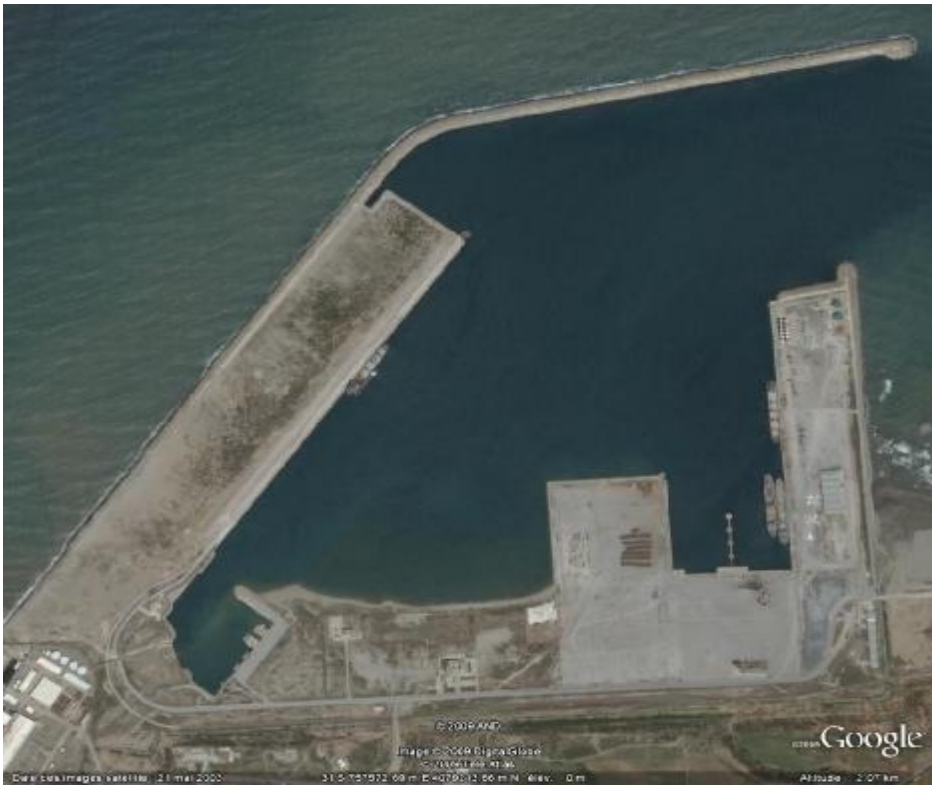


Figure 24 : Vue satellitaire d'ensemble du port de Djen Djen

D'après les informations collectées et une visite sur site antérieure, effectué avec l'objectif principal la collecte et inspection nous a permis de faire les constats suivants :

- Ouvrages d'accostage :

- **Quai pour vedettes :**
  - Structure : Blocs de béton couronnés par une poutre en béton
  - Tiran d'eau : (-2.50 m)
  - Longueur : 120 m

- **Quai pour remorqueurs :**
  - Structure : Rideau de palplanches couronné par une poutre en béton.
  - Tirant d'eau : (-5.60 m).
  - Longueur : 160 m.
  - Le quai dispose de deux môles (qui ont servi à la préfabrication des caissons des quais du port).

- **Apparaux :**

Les apparaux, défenses d'accostage, organes d'amarrage, sont installés pour permettre l'accostage et l'amarrage des unités de servitude de l'Entreprise Portuaire de Djen Djen.

- Ouvrages de protection :

- **Digue de protection :**

La digue de protection du port de servitude est de 130m de longueur, elle est constituée d'un noyau en tout venant de carrière dont les talus sont à la pente de quatre de base pour trois de hauteur (4/3).

Les talus sont protégés par une couche d'enrochements côté intérieur et deux couches à l'extérieur et au musoir. La seconde couche est prolongée sur le fond de la mer à l'extérieur pour former une butée de pied. La digue supporte un couronnement consistant en une plate-forme de type routier.

- **Berges intérieures :**

Les berges à l'intérieur du port, à l'exception des ouvrages particuliers (prise d'eau SONALGAZ) sont constituées d'un talus en tout venant de carrière dont la pente a quatre de base pour trois de hauteur, revêtu d'une ou deux couches d'enrochements selon l'exposition.

- **Prise d'eau SONELGAZ :**

La prise d'eau SONALGAZ est constituée d'un mur vertical et comporte quatre prises d'eau de (3,00 x 3,50 mètre) en première étape, complétée par quatre prises d'eau de (3,00 x 6,00 mètres) en seconde et troisième étape. Le niveau inférieur des prises d'eau est à (-7,00 m).

II.3 COLLECTE DE DONNEES

II.3.1 Données géotechniques, topographique et bathymétrique :

II.3.1.1 Campagne de reconnaissance

Les travaux réalisés durant cette campagne ont consisté :

• Au levé topographique du port de servitude et des environs réalisé sur une superficie de 5 ha, comprenant les ouvrages d'accostage, rampe de rechargement, digue de protection, terre-plein, limite de la zone du GTGC (base militaire), routes d'accès, prise d'eau, les terres pleins à l'arrière etc.

• Au levé bathymétrique du port de servitude, d'une superficie de 5 ha.

• Au levé de 41 profils en travers des ouvrages dans leur partie immergée et émergée. Ce levé fera ressortir les matériaux constituant les ouvrages, les dégradations et les côtes d'arase et les niveaux d'eau en pied.

• A l'exécution de 35 points de sondages à la lance, répartis sur la zone d'étude et à proximité des quais existants.

NB : Voir « Annexe plans » pour le levé bathymétrique et « Annexe 1 » pour les essais pressiométriques

II.3.1.2 Essais au laboratoire

Sur les échantillons prélevés et paraffinés, il est recommandé de réaliser les essais d'identification suivants :

- Analyse granulométrique ;
- Mesure des densités humide et sèche, teneur en eau naturelle ;
- Limites d'Atterberg ;
- Essai œdométrique ;
- Essais de cisaillements à la boite de casa grande ;
- Essais de traction sur sol dur ;
- Essais de compression uni-axiale sur sol dur.

Après cette campagne, il ressort que le sol est constitué de :

• Une couche de transition varie de 0.5m à 1.5 m.
• Une couche de galets varie de 2 cm à 3 cm jusqu'à 10cm.
• Une couche de sable grossier et gravier d'épaisseur varie de -7m à -2m.
• Un substratum marneux varie de -18m a -16m au large, au-delà de l'emprise de la digue nord.
• A partir de ces sondages et échantillons prélevés on a pu identifier les couches de sol depuis la surface, il s'agit en majeur partie de 5 couches principales :

- Une couche de sable propre de plage bien classé (fin à moyen) ayant une épaisseur allant 0m à 5m.
- Une couche de graviers millimétrique dans matrice de sable grossier ayant une épaisseur allant de 5m à 7m.
- Une couche de galets centimétriques à matrice gravelo-sableuse ayant une épaisseur allant de 7m à 18.50 m
- Une petite couche d'argile marneuse jeune et galets centimétriques ayant une épaisseur allant de 18.50m à 19.50m.
- Une couche de marne grise compacte et homogène ayant une épaisseur allant de 19.50 m à 25.85m.

• Le substratum est représenté essentiellement par des argiles marneuses grises de consistance très dure. Ces argiles marneuses sont fréquemment silteuses et peuvent comporter de fines passées sableuses et des débris de coquillages et traces de végétaux.

II.3.2 Données sur les navires fréquentant le quai

Par suite de notre visite, nous avons obtenu les données relatives aux unités de surface qui doivent être abrité :

Des unités type P4, P3 et semi rigides dont les caractéristiques maximums sont définies comme suit :

- Tirant d'eau 1.4m.
- Déplacement 190Tonnes.
- Dimensions 37.5 m x 6.85 m.

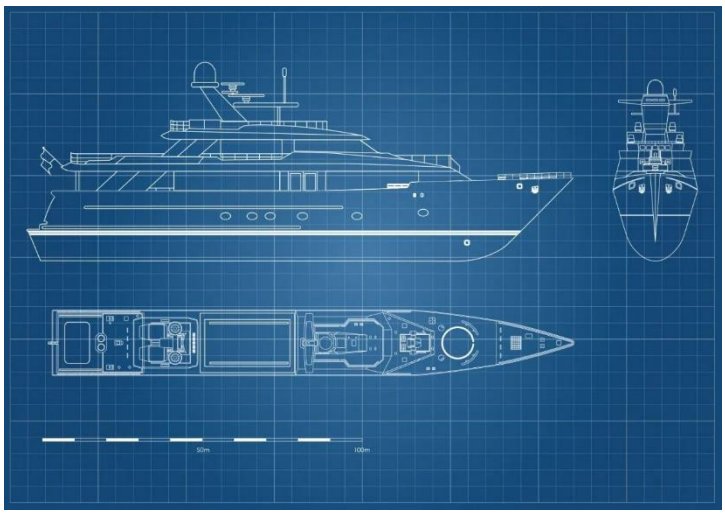


Figure 25 : Exemple numérique de bateau.

II.3.3 Données sur les équipements

Les équipements existant sur le port de Djen Djen observés sont :

- Grue sur chenilles (en phase de réalisation) : Pression induite par la chenille 10 T/M2 (surface de 6.75 m x 1.00m)

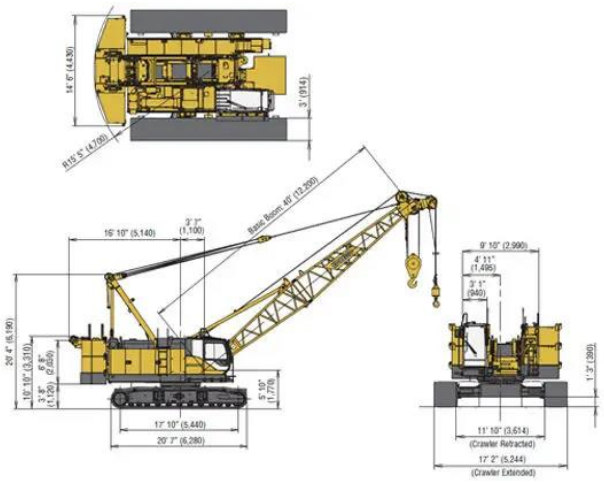


Figure 26 : Grue sur chenilles.

- Chariot Elévateur :

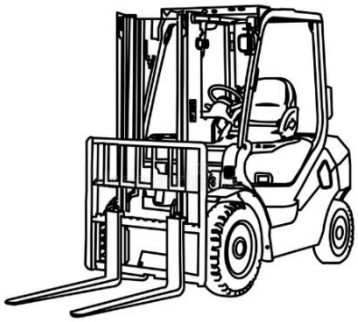


Figure 27 : Déssin d'un chariot-élévateur.

Le chariot possède les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques	Géométrie (m)	dessin		Charges (en kN)	
				Essieu Avant	Essieu Arrière
Charge nominale = 100kN	a = 0.25 A = 2.80 b = 0.25 B = 1.96 c = 0.25 C = 0.14 d = 0.25	PP	Essieu	71	69
			Pneu	18	35
		CO	Essieu	152	-52
			Pneu	38	-26

Tableau 2 : Caractéristiques du chariot.

- Camion de 30T :

Le camion de 30T comporte 03 essieux.
La répartition des charges sur les essieux est comme suit :

	Charge d'essieu en T	Dimensions de l'impact en m
1er essieu	6 T	0.20 x 0.20
2ème essieu	12 T	0.25 x 0.25
3ème essieu	12 T	0.25 x 0.25

Tableau 3 : Répartition des charges.

- Surcharge uniforme sur terreplein : S = 2 T/m ²
- Bollard : B = 30T
- Effort dû à la réaction des défenses d'accostage à évaluer en fonction de l'énergie d'accostage et des spécifications des défenses à installer.

II.3.6 Données sismiques

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

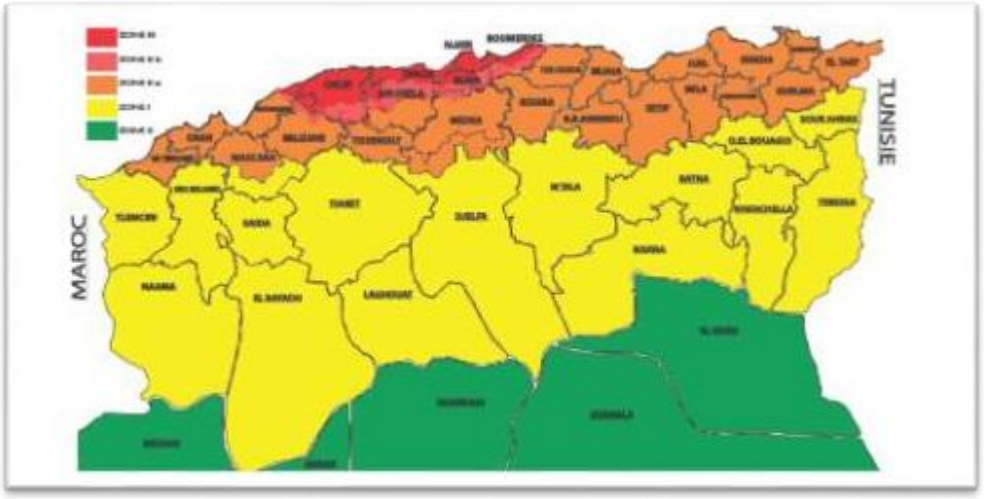


Figure 28 : Carte de zonage sismique du territoire national.

L'ouvrage étant classé dans la catégorie 2 ;

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

Tableau 4 : Coefficient d'accélération de zone A.

Le coefficient d'accélération de la zone de projet est de 0.20g. Le risque du séisme est réel et ne peut être écarté. Le dimensionnement des ouvrages devra le prendre en compte.

II.4 CONCLUSION

D'après les différents paramètres relatifs aux données d'infrastructure, navires fréquents et équipements ainsi les données collectées en effectuant les différents essais, nous pouvant entamer la conception des différentes variantes structurelles de rempiétement desdits quais.

Chapitre III : Verification de stabilité de quais

III.1 Introduction

Le calcul de stabilité d'un quai en bloc vise à déterminer si la structure est capable de résister aux charges et aux contraintes auxquelles elle sera soumise. Il s'agit d'un processus complexe qui nécessite une analyse approfondie des forces hydrodynamiques, de la géométrie du quai, de la résistance des matériaux et d'autres facteurs pertinents.
La présente note technique expose les résultats de la vérification de la stabilité du quai d'accostage à -7m (plus défavorable) au niveau du port de servitude de Djen Djen. La note de calcul de stabilité du quai à -5m est en « Annexe 2 ».

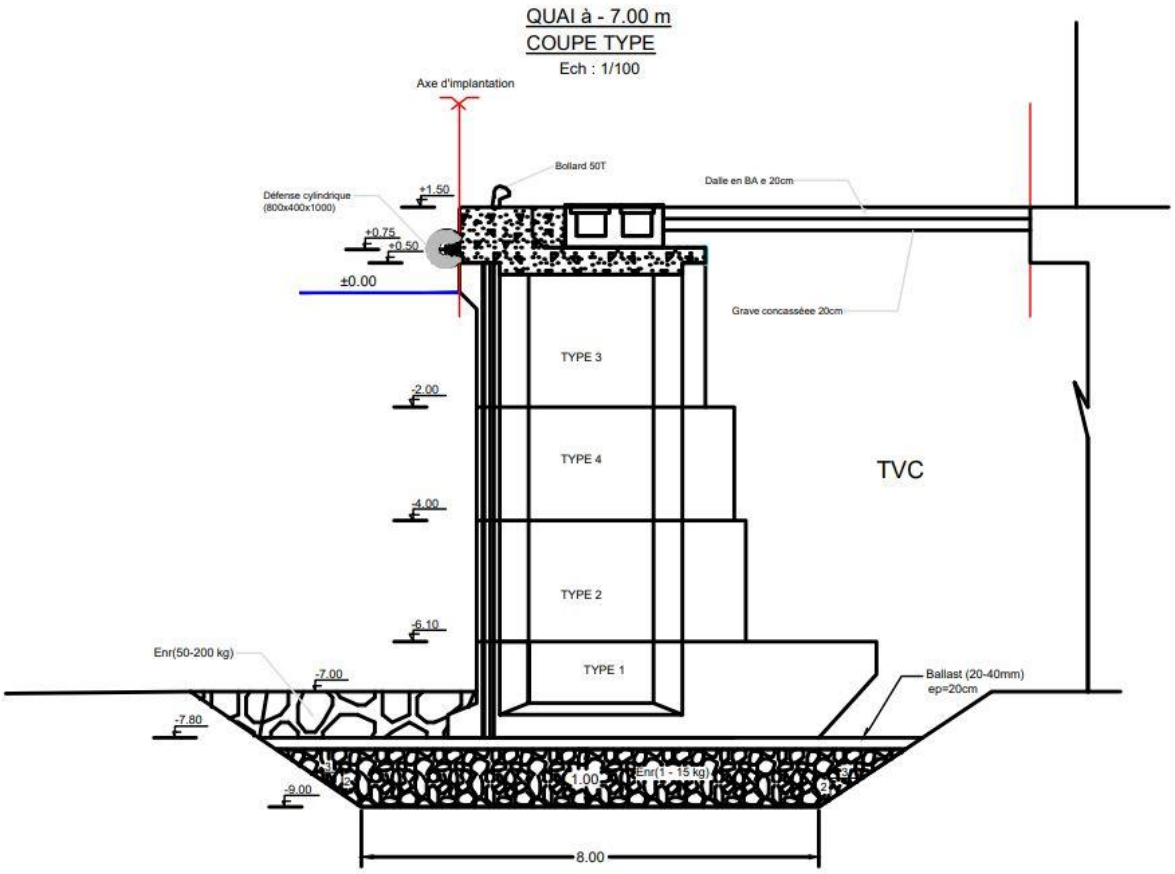


Figure 29 : Coupe type du quai -7.00m

III.2 Hypothèses :

- Données physiques

Marnage de 0.30m (Jijel).
Poids volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1.025\ t/m^3$ 1.2 Surcharges d'exploitation
On suppose une surcharge de 2T/m²

- Calcul au séisme

Séisme d'accélération horizontale : a= 0.20 ×g Zone II-a (RPA, version 2003).

- Caractéristiques du remblai, de l'assise en enrochements et du sol de fondation

- **Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements**

Poids volumique $\gamma_d = 1.8\ t/m^3$
Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1\ t/m^3$
Angle de frottement interne $\varphi = 37°$
Cohésion $C = 0t/m^2$

- **Assise en enrochements**

Poids volumique $\gamma_d = 1.8\ t/m^3$
Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1\ t/m^3$
Angle de frottement interne $\varphi = 38°$
Cohésion $C = 0t/m^2$

- **Matériaux**

Acier : Type FeE400

- **Béton non armé**

Poids volumique $\gamma_b = 2.4\ t/m^3$
Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.4\ t/m^3$

- **Béton armé**

Poids volumique $\gamma_b = 2.5\ t/m^3$
Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.5\ t/m^3$

- Charges et combinaisons de charges

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Poids propre du quai
- Poussée des terres
- Poussée hydrostatique du marnage ou poussée hydrodynamique (selon la combinaison de charge)
- Poussée due aux surcharges

Combinaison de charges

- Combinaison de l'état statique : $\sum g_i + 1.5 \sum P_i$
- Combinaison de l'état dynamique : $\sum g_i + P_i + SI$

  Avec SI : Effort sismique :

  Accélération horizontale K_h= 0.2 g

  Accélération verticale K_v= ± 0.3 Kh = ± 0.06 g

- Stabilité du quai

Coefficient	Cas statique G+1.5P	Cas dynamique G+P+SI
Au Renversement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Glissement	≥ 1.5	≥ 1.1

- Capacité portante du sol de fondation

	Cas statique G+1.5P	**Cas dynamique G+P+SI**
Coefficient	3	2

III.3 Calcul des efforts

Pour le calcul des coefficients de poussées on utilise la formule de **MONONOBÉ OKABÉ** :

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

Avec :

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

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

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

β : Angle du terre-plein avec l'horizontale

$\theta = Arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$ avec : K_h : Accélération horizontale (K_h = 0.20)

K_V : Accélération sismique verticale $K_V = \pm 0.3\ Kh$

Pour un frottement Sol/Mur $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67°$

- Cas statique :

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 0$.

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 0$.

- Cas dynamique :

- Séisme ascendant :

$$\theta = Arctg\left(\frac{0.20}{1 - 0.06}\right) = 12.011°$$

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 12.011°$.

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 12.011°$.

- Séisme descendant :

$$\theta = Arctg\left(\frac{0.20}{1 + 0.06}\right) = 10.685°$$

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 10.685°$

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 10.685°$.

	Frottement Sol-sol	Frottement Mur-sol
	K_{a1}	**K_{a2}**
Cas statique	**0.2331**	**0.2257**
Cas dynamique		
Séisme ascendant	**0.4011**	**0.3707**
Séisme descendant	**0.3767**	**0.3503**

Tableau 5 : Résultats des coefficient de poussées

- Poussées des terres

La pression exercée par les terres sur un écran est donnée par la formule : $P_1 = \gamma_i$ hi Kai

Hi : Hauteur de la couche des terres

γi : Poids volumique

Kai : Coefficient de poussée

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

- Poussées dues à la surcharge d'exploitation

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

Coefficient de poussée : $kq = \frac{K_a}{Cos(\beta - \lambda)}$

λ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale

β : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale

Dans notre cas λ = 0 et $\beta = 0$

La contrainte est : $\sigma_i = k_{qi} \times q$

La poussée est : $P_i = \sigma_i \times h_i$

- Poussée hydrostatique du marnage

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

h : La profondeur au pied du quai

La pression due au marnage est : $\sigma = e \times \gamma_w$

D'où la poussée due au marnage :

$P_1 = \frac{1}{2}\sigma.e$; $Y_{G1} = h + \frac{e}{3}$ $\quad P_2 = \sigma .h$; $Y_{G2} = \frac{h}{2}$

- Poussées hydrostatique du marnage

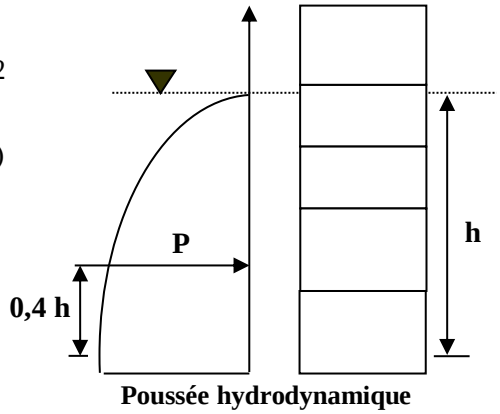
Elle est donnée par la formule suivante : $P_h = 0{,}9917\ K_h\ \gamma_w\ h^2$

K_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale (Kh = 0.20g)

Poids volumique de l'eau de mer : γ_w = 1,025 t/m^3

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

h : La profondeur au pied du quai



Poussée hydrodynamique

- Effort due 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)

K_h : Accélération sismique horizontale.

K_v : Accélération sismique verticale.

+ Kv : Séisme Descendant

- Kv : Séisme Ascendant

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

- Poussée des terres ;
- Surcharge uniforme

Est effectué en multiplions leurs efforts par $(1 \pm K_v)$.

III.4 Vérification de la stabilité globale du quai à -7m et du renversement

Calcul du Poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,89	8,55	13,280	60,078
BLOC 3 Émergé	2,33	2,18	8,01	5,072	18,637
BLOC 3 Immergée	6,19	2,48	6,80	15,343	42,069
BLOC 4	7,53	2,92	4,80	21,997	36,160
BLOC 2	8,50	3,08	2,75	26,170	23,366
BLOC 1	13.18	4,07	0,80	53,637	10,543
Poids des blocs	44,75	3,03	4,26	135,500	190,853

Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Bloc 1 humide	12,04	6,35	4,75	76,462	57,196
Bloc 1 sec	6,20	6,35	8,55	39,357	52,993
Bloc 2 humide	0,88	5,10	5,80	4,488	5,104
Bloc 2 sec	0,54	5,10	8,55	2,754	4,617
Bloc 4 humide	1,10	4,75	6,80	5,225	7,480
Bloc 4 sec	1,35	4,75	8,55	6,413	11,543
Couronnement	3,80	3,01	8,94	11,432	33,954

Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Évidement 1	2,39	2,50	1,10	5,977	2,630
Évidement 2	4,16	2,50	2,75	10,395	11,435
Evidement 4	3,96	2,50	4,80	9,900	19,008
Évidement 3imm	3,96	2,50	6,80	9,900	26,928
Évidement 3emm	0,97	2,50	7,95	2,430	7,727
Poids du remblai	30,63	3,63	5,69	111,036	174,340
Poids Total du mur	**86,10**	**3,72**	**5,01**	**320,23**	**0,00**

- Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1	2,03 ka1	1,22 Ka1	1,62 Ka1	7,50	8,30	9,16 Ka1	13,46 Ka1
E2	54,52 ka1	32,81 Ka1	43,54 Ka1	7,50	3,03	246,08 Ka1	131,93 Ka1

CAS STATIQUE						
E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**	**E_V (t/m)**
7,93	**10,53**	**7,50**	**3,22**	**59,49**	**33,89**	**7,93**

CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	**13,65**	**18,11**	**7,50**	**3,22**	**102,38**	**58,31**
Séisme Descendant	**12,82**	**17,01**	**7,50**	**3,22**	**96,15**	**54,77**

- Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m

EFFORTS		**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1	18,600 Ka1	11,19 Ka1	14,85 Ka1	6	4,65	67,16 Ka1	69,07 Ka1

CAS STATIQUE					
E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
2,61	**3,46**	**6,00**	**4,65**	**15,65**	**16,10**

CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	**4,49**	**5,96**	**6,00**	**4,65**	**26,94**	**27,70**
Séisme Descendant	**4,22**	**5,60**	**6,00**	**4,65**	**25,30**	**26,02**

- Poussées hydrostatiques de marnage

h = 7,80 m			e = 0,30 m		
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	7,90	0,00	0,36
P2	2,399	0,00	3,90	0,00	9,35
Somme	2,44	0,00	3,98	0,00	9,72

- Poussée hydrodynamique

1,025 T/m3		h = 5,80 m		Kh = 0,2 g	
EFFORTS	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Poussée	12,37	0,00	3,12	0,00	38,59

- Poussée d'amarrage

EFFORTS	P (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Effort	0,00	4,17	0,00	9,60	0,00	40,03

- Calcul des facteurs de sécurité F_R et F_G

- **Cas statique**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…g1	71,81	0,00	3,72	5,01	320,23	0,00
Poussée des terres…g2	7,93	10,53	7,50	3,22	59,49	33,89
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	2,44	0,00	3,98	0,00	9,72
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2) …q1	2,61	3,46	7,50	4,65	19,57	16,10
Amarrage bollard 30 T	0,00	4,17	0,00	9,60	0,00	40,03
G = g1 + g2 + g3	94,03	12,97			379,72	43,60
Q1 = q1	2,61	3,46			19,57	16,10
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	97,94	22,33			409,07	107,79

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + 1.5 Q1+Amarrage	**3.80**	**1,50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G +1.5 Q1+Amarrage	**3.30**	1,50

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique

- **Séisme ascendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Ascendant**					
Poids propre du mur …g1	80,93	0,00	3,72	5,01	301,02	0,00
Séisme …...SI	0,00	17,22	0,00	5,01	0,00	86,29
Poussée des terres …g2	12,83	17,03	7,50	3,22	96,23	54,81
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	12,37	0,00	3,12	0,00	38,59
Charges d'exploitations	**Séisme Ascendant**					
Surcharges ……...q1	4,22	5,60	7,50	4,65	31,65	26,04
Amarrage bollard 30 T	0,00	4,17	0,00	9,60	0,00	40,03
G = g1 + g2 + g3	93,76	29,40			397,25	93,40
Q1 = q1	4,22	5,60			31,65	26,04
Combinaison	**Séisme Ascendant**					
G + Q1 + SI + Amarrage	97,98	56,39			428,90	245,77

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1,75**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.31**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant

- **Séisme descendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur ….g1	91,26	0,00	3,72	5,01	339,45	0,00
Séisme …SI	0,00	17,22	0,00	5,01	0,00	86,29
Poussée des terres …g2	13,59	18,03	7,50	3,22	101,92	58,05
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	12,37	0,00	3,12	0,00	38,59
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……...q1	4,47	5,93	7,50	4,65	33,52	27,58
Amarrage bollard 30 T	0,00	4,17	0,00	9,60	0,00	40,03
G = g1 + g2 + g3	104,85	30,40			441,37	96,64
Q1 = q1	4,47	5,93			33,52	27,58
Combinaison G + Qi :	**Séisme Descendant**					

G + Q1 + SI + Amarrage	83,92	39,07			340,67	134,70

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1,90	1,10

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1,53	1,10

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

III.5 Vérification de la portance du sol de fondation

- **Etat statique :**

	E_V (t/m)	E_H (t/m)	M_S (tm/ml)	M_R (tm/ml)
G+1,5Q1	97.94	22.33	409.07	107.79

$\sigma_v stat = 6\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	Formule	Résultat $\sum gi + 1{,}5q1$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_s - M_r}{E_v})$	3.08
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	5.85
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	$\delta = Arctg\left(\frac{E_h}{E_v}\right)$	0,22
	$\sigma_v = \frac{E_v}{\bar{B}}$	16.75
	$\overline{\sigma_{assise}} = \sigma_{lim} e^{-\delta}$	47.95
FS	$F_s = \frac{\overline{\sigma_{assise}}}{\sigma_v}$	3.01 >3

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 24.97 bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars$.

Désignation	Formule	Résultats $\sum gi + 1{,}5q1$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1} = \bar{B} + 2h \times tg\varphi$	7.61
W poids de l'assise en enrochements	$W = \overline{B_1} \times h \times \gamma'$	7.57
Ev1 effort vertical	$E_{v1} = E_v + W$	105.51
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	$\sigma_1 = \frac{E_{v1}}{\overline{B_1}}$	13.87
Fs	$F_s = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_1}$	17.30 > 3.00

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état statique.

- **Etat dynamique :**
  - Séisme ascendant :

	E_V (t/m)	E_H (t/m)	M_S (tm/ml)	M_R (tm/ml)
G+1,5Q1	97,98	56,39	428,90	245,77

$\sigma_v dyn6 \times 1.5\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	**Formule**	**Résultat** $\sum gi + q + SI$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_s - M_r}{E_v})$	1,87
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	3.74
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	$\delta = Arctg\left(\frac{E_h}{E_v}\right)$	0.52
	$\sigma_v = \frac{E_v}{\bar{B}}$	26.21
	$\overline{\sigma_{assise}} = \sigma_{lim} e^{-\delta}$	53.39
FS	$F_s = \frac{\overline{\sigma_{assise}}}{\sigma_v}$	2.04 > 2.0

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 11.66\ bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars.$

Désignation	**Formule**	**Résultats** $\sum gi + q + SI$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1} = \bar{B} + 2h \times tg\varphi$	5.19
W poids de l'assise en enrochements	$W = \overline{B_1} \times h \times \gamma'$	4,91
Ev1 effort vertical	$E_{v1} = E_v + W$	102.89
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	$\sigma_1 = \frac{E_{v1}}{\overline{B_1}}$	19.82
Fs	$F_s = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_1}$	7.63 > 2.0

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état dynamique cas d'un séisme ascendant.

- Séisme descendant :

	E_V (t/m)	E_H (t/m)	M_S (tm/ml)	M_R (tm/ml)
G+1,5Q1	109,32	57,72	474,89	250,55

$\sigma_v dyn6 \times 1.5\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	Formule	Résultat
		$\sum gi + q + SI$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_S - M_r}{E_v})$	2.05
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	4.10
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	$\delta = Arctg\left(\frac{E_h}{E_v}\right)$	0,49
	$\sigma_v = \frac{E_v}{\bar{B}}$	26.64
	$\overline{\sigma_{assise}} = \sigma_{lim} e^{-\delta}$	55.37
FS	$F_s = \frac{\overline{\sigma_{assise}}}{\sigma_v}$	2.08 > 2.0

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 12.86\ bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars.$

Désignation	Formule	Résultats
		$\sum gi + q + SI$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1} = \bar{B} + 2h \times tg\varphi$	5.56
W poids de l'assise en enrochements	$W = \overline{B_1} \times h \times \gamma'$	5.31
Ev1 effort vertical	$E_{v1} = E_v + W$	114.63
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	$\sigma_1 = \frac{E_{v1}}{\overline{B_1}}$	20.63
Fs	$F_s = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_1}$	8.07 > 2.0

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état dynamique cas d'un séisme descendant.

III.6 Vérification de la stabilité partielle du quai à -7m vis-à-vis du glissement et du renversement :

- **Couronnements + bloc 03**

- Calcul du poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,39	2,75	9,767	19,323
BLOC 3 Emergé	2,33	1,68	2,20	3,909	5,119
BLOC 3 Immergée	6,19	1,98	1,01	12,250	6,249
Poids des blocs	15,54	1,67	1,97	25,925	30,691
Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
couronnement	3,80	2,51	3,14	9,533	11,926
Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Evidement 3imm	3,96	2,00	1,00	7,92	3,96
Evidement 3emm	0,97	2,00	2,15	1,94	2,09
Poids du remblai	8,73	2,22	2,06	19,40	17,98
Poids Total du mur	**24,27**	**1,87**	**2,01**	**45,32**	**0,00**

- Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
E1	2,025 ka2	0,85 ka2	1,84 ka2	4,00	2,50	3,38 Ka2	4,60 Ka2
E2	7,600 ka2	3,17 ka2	6,91 ka2	4,00	0,90	12,69 Ka2	6,22 Ka2
CAS STATIQUE		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
		0,91	1,97	4,00	1,24	3,63	2,44
CAS DYNAMIQUE							
Séisme Ascendant		1,49	3,24	4,00	1,24	5,96	4,01
Séisme Descendant		1,41	3,06	4,00	1,24	5,63	3,79

- Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m² sur

EFFORTS		**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1	7,000 Ka2	2,92 Ka2	6,36 Ka2	4	1,75	11,69 Ka2	11,13 Ka2
CAS STATIQUE		0,66	1,44	4,00	1,75	2,64	2,51
CAS DYNAMIQUE							
Séisme Ascendant		1,08	2,36	4,00	1,75	4,33	4,13
Séisme Descendant		1,02	2,23	4,00	1,75	4,09	3,90

- Poussées hydrostatiques de marnage

h =2.00 m			e = 0,30 m		
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	2,10	0,00	0,10
P2	0,615	0,00	1,00	0,00	0,62
Somme	0,66	0,00	1,08	0,00	0,71

- Poussées hydrodynamiques

EFFORTS	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Poussée	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65

- Poussées d'amarrage

EFFORTS						
Effort	0,00	2,50	0,00	5,10	0,00	12,75

- Calcul des facteurs de sécurité Fr et Fg

- Combinaison d'actions

- **Cas statique :**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…...g1	24,27	0,00	1,87	2,01	45,32	0,00
Poussée des terres….g2	0,91	1,97	4,00	1,24	3,63	2,44
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	0,66	0,00	1,08	0,00	0,71
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2)…….q1	0,66	1,44	4,00	1,75	2,64	2,51
amarrage bollard 50 T		2,50	0,00	3,80		9,50
G = g1 + g2 + g3	25,18	2,64			48,95	3,15
Q1 = q1	0,66	1,44			2,64	2,51
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	**26,17**	**7,29**			**52,90**	22,77

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**2.32**	**1.50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**2.20**	**1.50**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique

- **Cas séisme ascendant :**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Ascendant**					
Poids propre du mur ….g1	22,81	0,00	1,87	2,01	42,60	0,00
Séisme ……SI	0,00	4,85	0,00	2,01	0,00	9,73
Poussée des terres …….g2	1,40	3,05	4,00	1,24	5,60	3,77
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65
Charges d'exploitations	**Séisme Ascendant**					
Surcharges ……..q1	1,02	2,22	4,00	1,75	4,07	3,88
amarrage bollard 50 T	0,00	2,50	0,00	3,80	0,00	9,50
G = g1 + g2 + g3	24,21	3,86			48,20	4,42
Q1 = q1	1,02	2,22			4,07	3,88
Combinaison	**Séisme Ascendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**25,23**	**15,10**			**52,27**	**33,87**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**1.54**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**1,26**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant.

- **Cas séisme descendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur …….g1	25,73	0,00	1,87	2,01	48,04	0,00
Séisme ….SI	0,00	4,85	0,00	2,01	0,00	9,73
Poussée des terres …….g2	1,49	3,25	4,00	1,24	5,97	4,02
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……..q1	1,08	2,36	4,00	1,75	4,34	4,13
amarrage bollard 50 T	0,00	2,50	0,00	3,80	0,00	9,50
G = g1 + g2 + g3	27,22	4,06			54,01	4,67
Q1 = q1	1,08	2,36			4,34	4,13
Combinaison	**Séisme Descendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**28,30**	**15,45**			**58,35**	**34,37**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.70**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.38**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

- **Couronnements + bloc 03 + bloc 04**

- Calcul du poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,39	4,75	9,767	33,377
BLOC 3 Emergé	2,33	1,68	4,21	3,909	9,795
BLOC 3 Immergé	6,19	1,98	3,00	12,250	18,560
BLOC 4 Immergé	7,53	2,42	1,00	18,231	7,533
Poids des blocs	23,07	1,91	3,00	44,156	69,265
Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
4 hum	1,10	4,25	3,00	4,675	3,300
4 sec	1,35	4,25	4,75	5,738	6,413
couronnement	3,80	2,51	5,14	9,533	19,522
Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Evidement 4	3,96	2,00	1,00	7,920	3,960
Evidement 3imm	3,96	2,00	3,00	7,920	11,880
Evidement 3emm	0,97	2,00	4,15	1,944	4,034
Poids du remblai	15,14	2,49	3,24	37,729	49,108
Poids Total du mur	**38,21**	**2,14**	**3,10**	**81,89**	**0,00**

- Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
E1	2,03 ka1	1,22 Ka1	1,62 Ka1	4,50	4,50	5,50 Ka1	7,30 Ka1
E2	19,60 ka1	11,80 Ka1	15,65 Ka1	4,50	1,70	53,08 Ka1	26,61 Ka1
CAS STATIQUE							
		3,03	4,03	4,50	1,96	13,65	7,90
CAS DYNAMIQUE							
Séisme Ascendant		5,22	6,93	4,50	1,96	23,49	13,60
Séisme Descendant		4,90	6,51	4,50	1,96	22,07	12,77

- Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m² sur

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
E1 11,000 Ka1	6,62 Ka1	8,78 Ka1	4,5	2,75	29,79 Ka1	24,16 Ka1
CAS STATIQUE	1,54	2,05	4,50	2,75	6,94	5,63
CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	2,66	3,52	4,50	2,75	11,95	9,69
Séisme Descendant	2,49	3,31	4,50	2,75	11,22	9,10

- Poussées hydrostatiques de marnage

	h =4.10 m		e =	0,30 m	
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	4,10	0,00	0,19
P2	1,230	0,00	2,00	0,00	2,46
Somme	1,28	0,00	2,08	0,00	2,65

- Poussée hydrodynamique

	1,025 T/m3	h =	4.10 m	Kh =	0,2 g
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
Poussée	3,25	0,00	1,60	0,00	5,20

- Poussée d'amarrage

EFFORTS	P (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Effort	0,00	4,17	0,00	5,80	0,00	24,19

- Calcul des facteurs de sécurité F_R et F_G
- Combinaison d'actions

- **Cas statique**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…....g1	38,21	0,00	2,14	3,10	81,89	0,00
Poussée des terres….g2	3,03	4,03	4,50	1,96	13,65	7,90
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	1,28	0,00	2,08	0,00	2,65
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2)…….q1	1,54	2,05	4,50	2,75	6,94	5,63
amarrage bollard 30 T		4,17		5,80		24,19
G = g1 + g2 + g3	41,25	5,30			95,54	10,55
Q1 = q1	1,54	2,05			6,94	5,63
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	43,56	12,54			105,95	43,18

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + 1.5 Q1+Amarrage	**2.45**	**1.50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**2.62**	**1,50**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique.

- **Séisme ascendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Ascendant**					
Poids propre du mur ….g1	35,92	0,00	2,14	3,10	76,97	0,00
Séisme …...SI	0,00	7,64	0,00	3,10	0,00	23,67
Poussée des terres …….g2	4,91	6,51	4,50	1,96	22,09	12,78
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	3,25	0,00	1,60	0,00	5,20
Charges d'exploitations	**Séisme Ascendant**					
Surcharges ……...q1	2,50	3,31	4,50	2,75	11,23	9,11
amarrage bollard 30 T	0,00	4,17	0,00	5,80	0,00	24,19
G = g1 + g2 + g3	40,83	9,77			99,06	17,99
Q1 = q1	2,50	3,31			11,23	9,11
Combinaison	**Séisme Ascendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**43,32**	**24,89**			**110,29**	**74,96**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.47**	**1.10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.31**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant.

- **Séisme descendant**

EFFORTS	E_V (t/m)	E_H (t/m)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur …….g1	40,51	0,00	2,14	3,10	86,80	0,00
Séisme ….SI	0,00	7,64	0,00	3,10	0,00	23,67
Poussée des terres …….g2	5,20	6,90	4,50	1,96	23,39	13,54
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	3,25	0,00	1,60	0,00	5,20
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……...q1	2,64	3,51	4,50	2,75	11,90	9,65
amarrage bollard 30 T	0,00	4,17	0,00	5,80	0,00	24,19
G = g1 + g2 + g3	45,70	10,15			110,19	18,74
Q1 = q1	2,64	3,51			11,90	9,65
Combinaison	**Séisme Descendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**48,35**	**25,47**			**122,08**	**76,25**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.60**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.43**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

- **Couronnement + bloc 03 + bloc 04 + bloc 02**

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,39	6,85	9,767	48,133
BLOC 3 Emergé	2,33	1,68	6,31	3,909	14,681
BLOC 3 Immergé	6,19	1,98	5,10	12,250	31,552
BLOC 4 Immergé	7,53	2,42	3,10	18,231	23,353
BLOC 2	8,50	2,58	1,05	21,921	8,922
Poids des blocs	31,57	2,09	4,01	66,078	126,641

Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
1 sec	2,15	5,10	6,85	10,985	14,755
2 hum	0,88	4,60	4,10	4,048	3,608
2 sec	0,54	4,60	6,85	2,484	3,699
4 hum	1,10	4,25	5,10	4,675	5,610
4 sec	1,35	4,25	6,85	5,738	9,248
couronnement	3,80	2,51	7,24	9,533	27,498

Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Evidement 2	4,16	2,00	1,05	8,316	4,366
Evidement 4	3,96	2,00	3,10	7,920	12,276
Evidement 3imm	3,96	2,00	5,10	7,920	20,196
Evidement 3emm	0,97	2,00	6,25	1,944	6,075
Poids du remblai	22,87	2,78	4,69	63,563	107,330
Poids Total du mur	**54,44**	**0,00**	**2,38**	**4,30**	**129,64**

- Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
E1	2,02 ka1	1,22 Ka1	1,61 Ka1	4,70	8,60	5,71 Ka1	13,87 Ka1
E2	36,93 ka1	22,23 Ka1	29,49 Ka1	4,70	2,50	104,46 Ka1	73,73 Ka1

	E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
CAS STATIQUE	5,46	7,25	4,70	2,82	25,68	20,42
CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	9,40	12,48	4,70	2,82	44,19	35,14
Séisme Descendant	8,83	11,72	4,70	2,82	41,50	33,00

- Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m²

EFFORTS		EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
E1	15,200 Ka1	9,15 Ka1	12,14 Ka1	4,7	3,8	42,99 Ka1	46,13 Ka1
CAS STATIQUE		2,13	2,83	4,70	3,80	10,02	10,75
CAS DYNAMIQUE							
Séisme Ascendant		3,67	4,87	4,70	3,80	17,24	18,50
Séisme Descendant		3,45	4,57	4,70	3,80	16,20	17,38

- Poussées hydrostatiques de marnage

h =6.10 m			e = 0,30 m		
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	6,20	0,00	0,29
P2	1,876	0,00	3,05	0,00	5,72
Somme	1,92	0,00	3,13	0,00	6,01

- Poussée hydrodynamique

1,025 T/m3		h = 6.10 m		Kh = 0,2 g	
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
Poussée	7,56	0,00	2,44	0,00	18,46

- Poussée d'amarrage

EFFORTS	P (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Effort	0,00	4,17	0,00	7,90	0,00	32,94

- Calcul des facteurs de sécurité Fr et Fg

- Combinaison d'actions

- **Cas statique :**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…....g1	54,44	0,00	2,38	4,30	129,64	0,00
Poussée des terres….g2	5,46	7,25	4,70	2,82	25,68	20,42
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	1,92	0,00	3,13	0,00	6,01
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2)…….q1	2,13	2,83	4,70	3,80	10,02	10,75
amarrage bollard 50T		4,17		7,90		32,94
G = g1 + g2 + g3	59,91	9,17			155,32	26,43
Q1 = q1	2,13	2,83			10,02	10,75
Combinaison G+1,5Qi						
G+1,5Q1+ Amarrage	63,10	17,59			170,35	75,50

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + 1.5 Q1+ Amarrage	**2.26**	**1,50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G +1.5 Q1+ Amarrage	**3.54**	1,50

- **Cas séisme ascendant :**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Ascendant**					
Poids propre du mur ….g1	51,18	0,00	2,38	4,30	121,86	0,00
Séisme ……SI	0,00	10,89	0,00	4,30	0,00	46,79
Poussée des terres …….g2	8,84	11,73	4,70	2,82	41,54	33,03
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	7,56	0,00	2,44	0,00	18,46
Charges d'exploitations	**Séisme Ascendant**					
Surcharges ……q1	3,45	4,58	4,70	3,80	16,21	17,39
amarrage bollard 50T		4,17		7,90		32,94
G = g1 + g2 + g3	60,01	19,29			163,40	51,49
Q1 = q1	3,45	4,58			16,21	17,39
Combinaison G+Qi +SI	**Séisme Ascendant**					
G + Q1 + SI+ Amarrage	**63,46**	**38,93**			**179,61**	**148,62**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+ Amarrage	**1.21**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+ Amarrage	**1,23**	**1,10**

- **Cas séisme descendant :**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur …….g1	57,71	0,00	2,38	4,30	137,42	0,00
Séisme ….SI	0,00	10,89	0,00	4,30	0,00	46,79
Poussée des terres …….g2	9,36	12,42	4,70	2,82	43,99	34,98
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	7,56	0,00	2,44	0,00	18,46
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……q1	3,65	4,85	4,70	3,80	17,17	18,42
amarrage bollard 50T		4,17		7,90		32,94
G = g1 + g2 + g3	67,07	19,99			181,41	53,44
Q1 = q1	3,65	4,85			17,17	18,42
Combinaison G+Qi :	**Séisme Descendant**					
G + Q1 + SI+ Amarrage	**70,72**	**39,89**			**198,58**	**151,60**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + Q1 + SI+ Amarrage	**1.31**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + Q1 + SI+ Amarrage	**1.34**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

III.7 Vérification de la stabilité vis-à-vis du grand glissement

La stabilité a été vérifiée par le logiciel Talren dans les deux cas statique et dynamique pour le quai a -7m qui représente le cas le plus défavorable.

Table 1 Caractéristiques du sol

NOM	γ(KN/m^3)	φ°	C(Kpa)
Béton	24	0.01	1000.0
TVC	18	37.0	0.0
Enrochements	18	37.0	0.0
Sable	18	36.0	5.50

Cas statique :

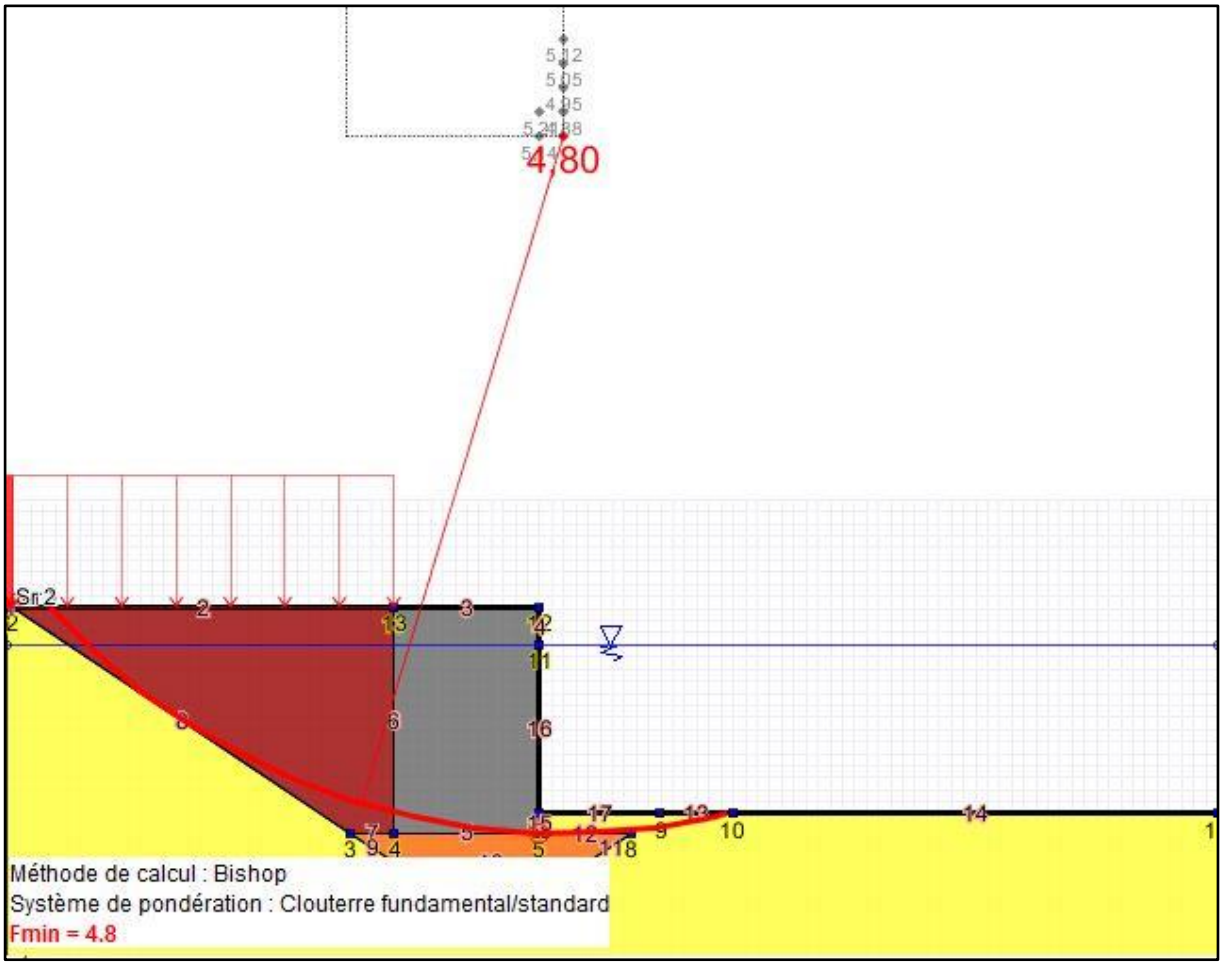


Figure 30 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 4.80

Cas dynamique :

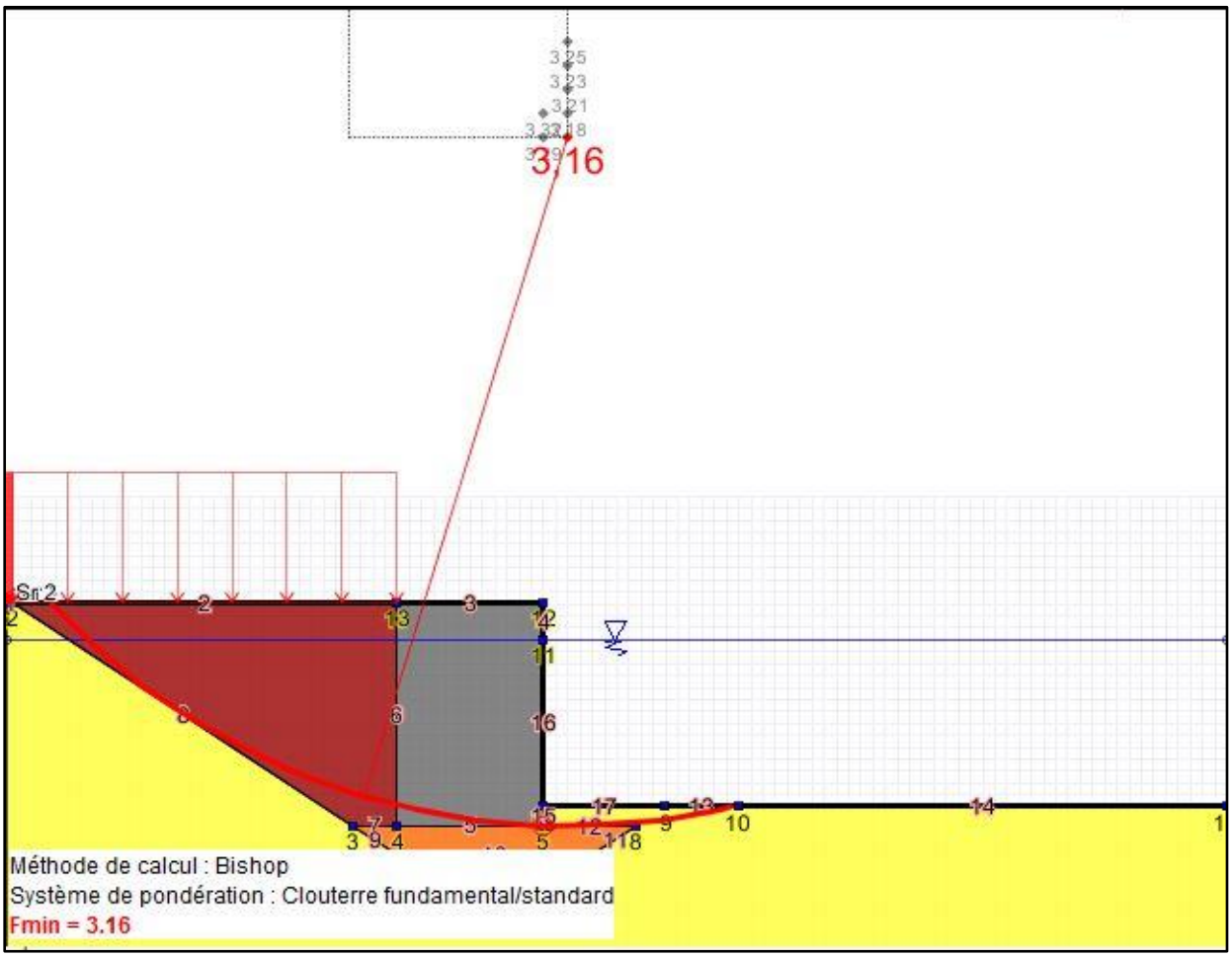


Figure 31 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 3.16

III.7 Conclusion

Le quai à -7m est stable vis-à-vis du renversement du glissement et au poinçonnement.

Chapitre IV : Dimensionnement de la poutre de couronnement

V.1 Introduction :

La poutre de couronnement est la structure située en tête du quai, qui joue un rôle essentiel dans la résistance aux charges verticales et horizontales. Elle doit être conçue pour supporter efficacement les charges imposées par les navires, les équipements portuaires, ainsi que les forces sismiques et les variations de niveau d'eau.

La présente note technique expose les résultats de dimensionnement et vérification de la poutre de couronnement des quais à -7m au niveau du port de Djen Djen.

V.2 Hypothèses de calculs

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai et supporte les charges roulantes.

Les plots ont une longueur de 12m séparés par des joints et comportent un bollard de 50T pour les quais à -7m et un bollard de 30T pour les quais à -5m.

Matériax	**Acier**	
	Acier de type	Fe E400
	Béton armé	
	Poids volumique	γ_b= 2.5 t/m^3
	Résistance caractéristique à 28 jours	F_{c28}=35Mpa

Tableau 6 : Caractéristiques Acier.

Surcharges	**Quai -5m**	**Quai -7m**
Bollards	30T	50 T

V.3 Calcul de la poutre de couronnement des quais à -7m

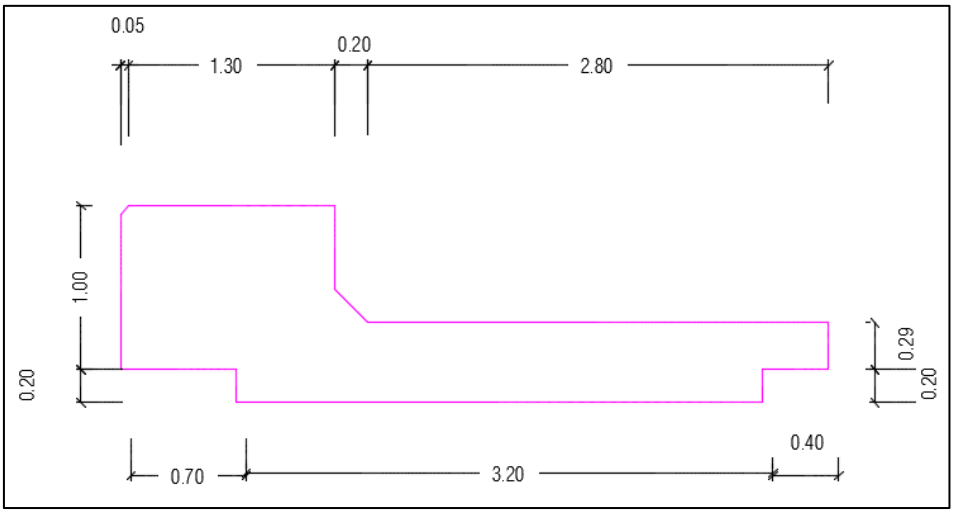


Figure 32 Coupe transversale de la poutre

- **Efforts horizontaux**

La poutre de couronnement est supposée très rigide d'où sa réaction linéairement répartie
Effort du bollard 50T

Schéma statique de calcul

q : La réaction uniforme de la poutre.

$q = \frac{50}{12} = 4.17 t/ml$ On a :

$$M_{max} = \frac{ql^2}{2} = \frac{4.17 \times 6^2}{2} = 75.06\ t.m$$

$$T_{max} = ql = 4.17 \times 6 = 25.02\ t$$

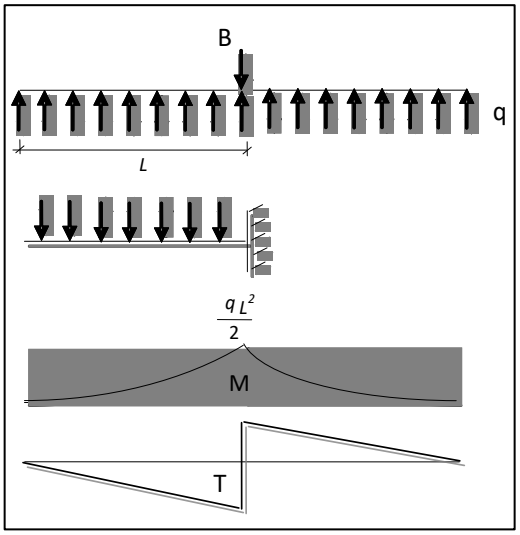


Figure 33 : Shéma statique de calcul d'éfforts verticaux

- **Efforts verticaux**

- Poids propre de la poutre

$\boldsymbol{G_1} = \mathrm{S} \times \mathrm{l} \times \gamma_{béton} = 2.81 \times 12 \times 2.50 = \mathbf{84.30\ t}$

- Poids des terres au-dessus de la poutre

$\boldsymbol{G_2} = \mathrm{S} \times \mathrm{l} \times \gamma_{sol} = 2.11 \times 12 \times 1.80 = \mathbf{45.57\ t}$

$\boldsymbol{G} = G_1 + G_2 = 129.88\ t$ **Soit** $\boldsymbol{G = 10.83\ t/ml}$

- Charge du chariot élévateur :

Charge concentrée **P = 6.25 t.**

- CAS DE CHARGE :

- Tassement d'une pile de blocs :

- **1er cas : Tassement d'une pille au niveau d'un joint**

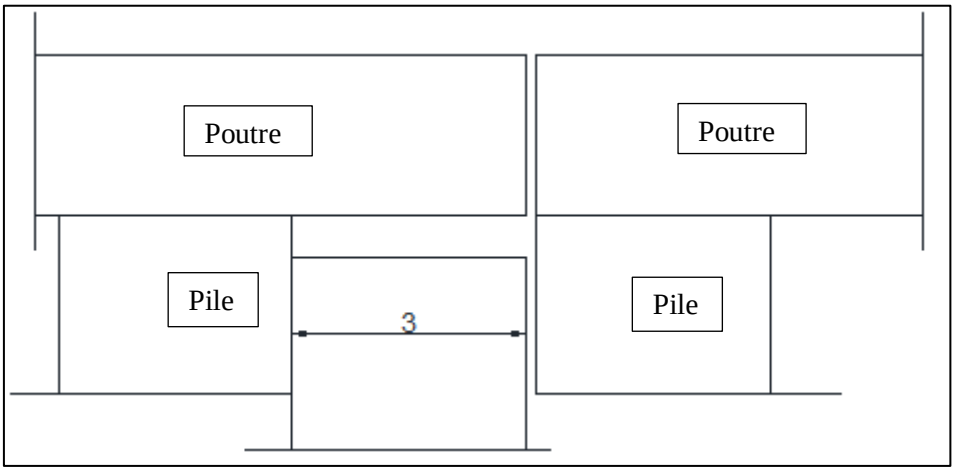


Figure 34 : Tassement d'une pille au niveau d'un joint.

On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.82 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_{max} = -\frac{gl^2}{2} = -48.69t.m$$

$$T_{max} = gl = 32.46t$$

Schéma statique de calcul

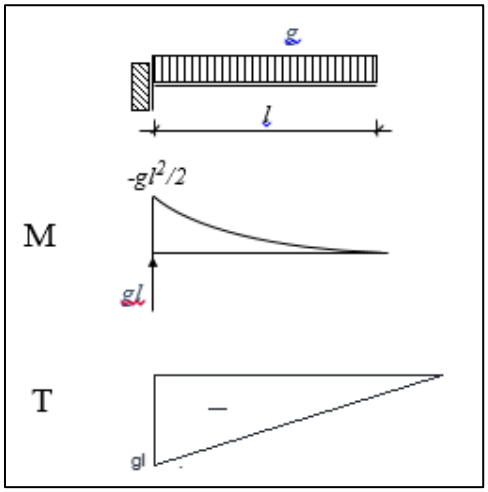


Figure 35 : Poutre sous charge du poids propre.

- Sous la charge concentrée :

$P = 6.25t$, $l = 3m$

$M_{max} = -Pl = -18.75tm$

$T_{max} = P = 6.25$ t

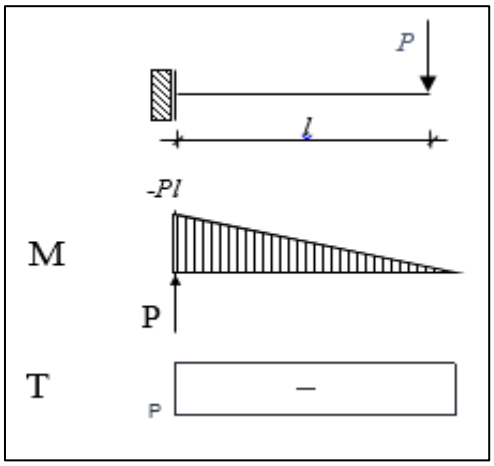


Figure 36 : Poutre sous charge concentrée.

- **2ème cas : tassement d'une pille à la limite d'un joint**

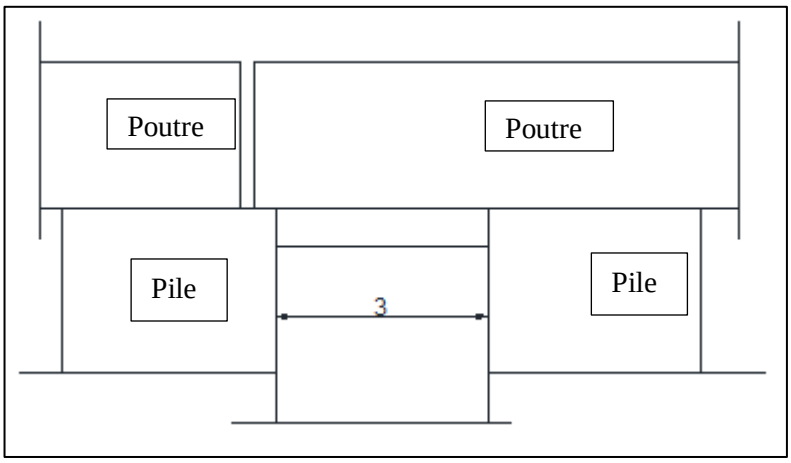


Figure 37 : Tassement d'une pille à la limite d'un joint.

On considère que la poutre est encastrée d'un côté et simplement appuyé de l'autre côté.

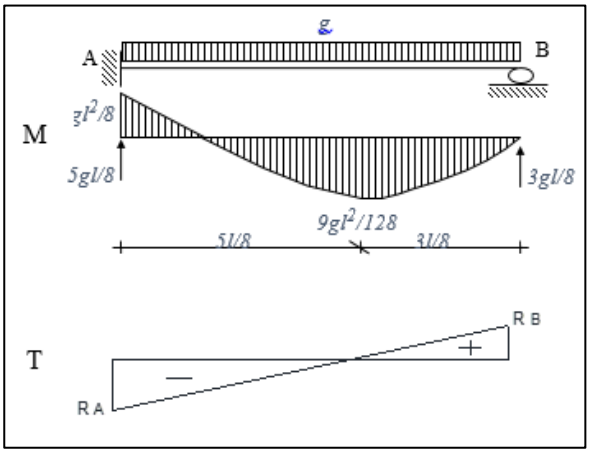


Figure 38 : Poutre sous charge du poids propre.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.83 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_{appui} = M_A = -\frac{gl^2}{8} = 12.18t.m$$

$$M_{travée} = \frac{9gl^2}{128} = 6.85t.m$$

$$R_A = T_A = \frac{5gl}{8} = 20.31\ t$$

$$R_B = T_B = \frac{3gl}{8} = 12.18\ t$$

- Sous la charge concentrée :

P = 6,25t ; l = 3,0 m

Les valeurs du moment, et celles des réactions sont représentées dans le schéma ci-contre.

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

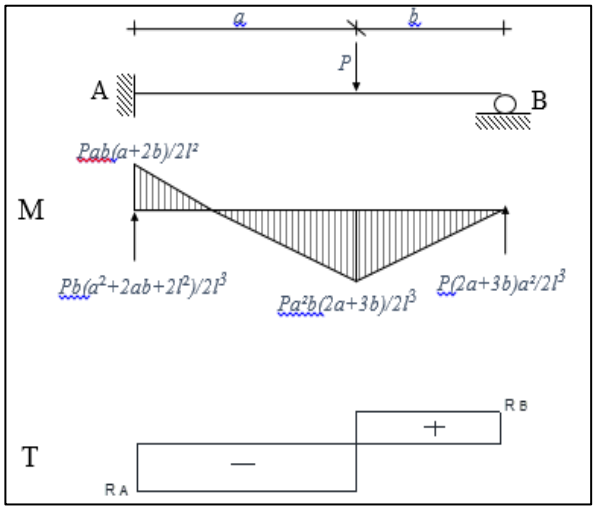


Figure 39 : Poutre sous charge concentrée.

$$b = \frac{l}{\sqrt{3}}$$

$$b = \frac{3}{\sqrt{3}} = 1{,}732 \text{ m} \Rightarrow a = 1{,}268 \text{ m}$$

Donc : M_A = -3,608 t.m

M_B = 2,492 t.m

Schéma statique de calcul

$R_A = T_A$ = 4,811 t

$R_B = T_B$ = 1,439 t

La position critique créant un moment maximal en travée est donnée par la condition suivante :

$$a = \frac{l}{2}(3 - \sqrt{3})$$ a = 1,902 m $\Rightarrow$ b = 1,098 m

Donc : M_A = -2,972 t.m

M_B = 3,263 t.m

$R_A = T_A$ = 3,278 t

$R_B = T_B$ = 2,972 t

- **3ème cas : Tassement d'une pille entre les joints**

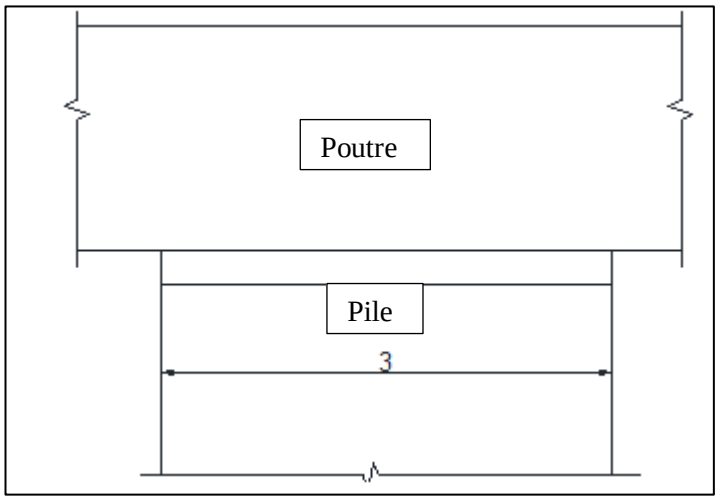


Figure 40 : Tassement d'une pille entre les joints.

On considère que la poutre est encastrée des deux côtés.

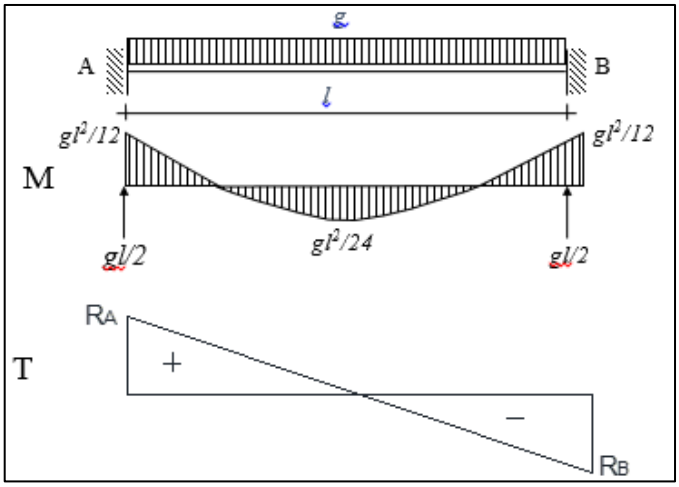


Figure 41 : Poutre sous charge du poids propre.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.83 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_A = M_B = -\frac{gl^2}{12} = -8.12 \text{ t.m}$$

$$M(l/2) = \frac{gl^2}{24} = 4.06 \text{ t.m}$$

$$R_A = R_B = T_A = T_B = \frac{gl}{2} = 16.25 \text{ t}$$

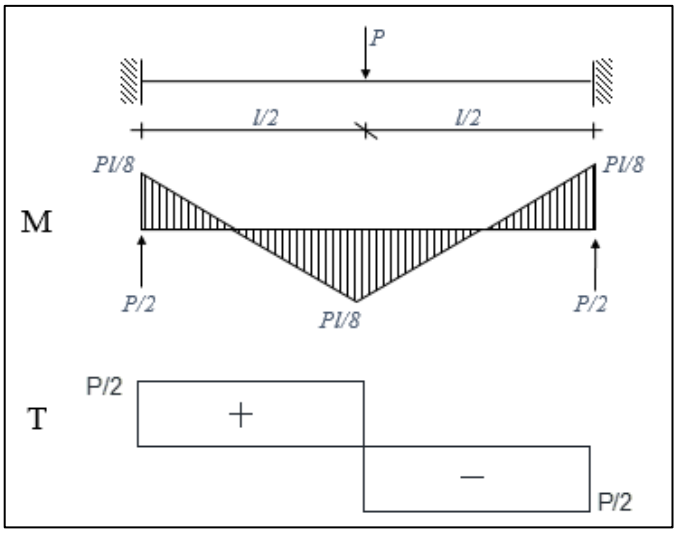


Figure 42 : Poutre sous charge concentrée.

- Sous la charge concentrée :

P = 6,25 t ; l = 3,0 m

$$M_A = M_B = -\frac{Pl}{8} = -2{,}34 \text{ t.m}$$

$$M(l/2) = \frac{Pl}{8} = 2{,}34 \text{ t.m}$$

$$T_A = T_B = \frac{P}{2} = 3{,}125 \text{ t}$$

- Récapitulatif : Combinaison G + P

- Moment maximal :

A l'encastrement :

M_{max}^{sup} = -48.69 – 18.75 = - 67,44 t.m

Ce moment tend les fibres supérieures.

En travée :

M_{max}^{inf} = 6.85 + 3,263 = 10.11t.m

Ce moment tend les fibres inférieures.

- Effort tranchant maximal :

A l'encastrement :

T_{max} = 32.46 + 6,25 = 38,71t.

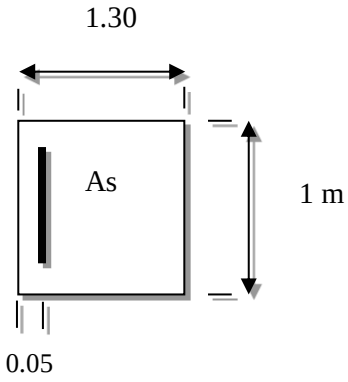
- Ferraillage de la poutre de couronnement
- Sous chargement horizontal

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	751,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{S1} = 35,9 (cm2)	Section théorique	A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{S\ min}$ = 16,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,29 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas :

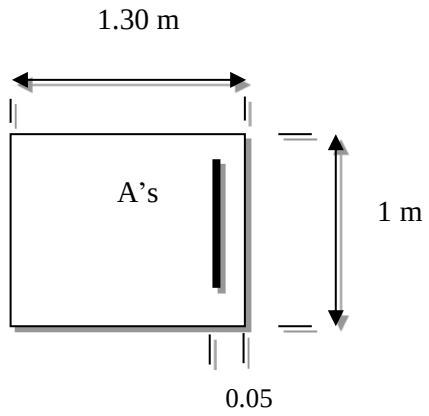
- Cas ELS M_{max} = 751,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 31,7 (cm)
Bras de levier : Z = 114,4 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_S = 32,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{S\ lim}$ = 182,9 (MPa)

On choisit : 8HA 25/15 soit 39.27cm2

- Nappe intérieure :

La nappe intérieure est constituée des armatures de répartition.



$$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = \frac{35.90}{3} = 12.00\ cm^2$$

On choisit : 8HA 16/15 = 12.06 cm2

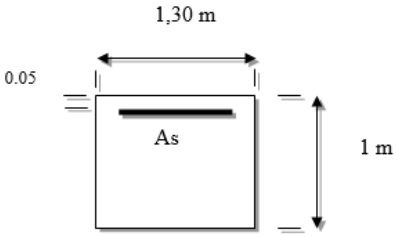
- Sous chargement vertical

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2.Section :

b = 130,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	674,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 42,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 17,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,35 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas :

- Cas ELS M_{max} = 674,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 26,1 (cm)
Bras de levier : Z = 86,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 182,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

On choisit : 9HA 25/15 cm soit 44.18 cm2

- Nappe intérieure :

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 130,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	101,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,0

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 17,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 17,1 (cm2)
théorique ρ = 0,14 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :
- Cas ELS M_{max} = 101,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2,76
Position de l'axe neutre : y = 17,5 (cm)
Bras de levier : Z = 89,2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 5,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

On choisit : 9HA 16 /15 cm soit 18.10cm2

- **Vérification de l'effort tranchant**

Contrainte de cisaillement					
τ_u =	Vu / (bo x d)	=	0,33 MPa	< τ_{lim}	ok

Calcul des armatures		
At / st = b_0 x (τ_u - 0,3 x k x ft_j) / (0,9 x fe / τ_s)	10,57	cm²/ml

Choix des armatures d'effort tranchant							
1 brin	HA	16	e =	20	cm	10,05	cm²/ml
2 brins	HA	16	e =	20	cm	20,11	cm²/ml
3 brins	HA	16	e =	20	cm	30,16	cm²/ml
4 brins	HA	16	e =	20	cm	40,21	cm²/ml
5 brins	HA	16	e =	20	cm	50,27	cm²/ml

On opte pour des cadres : 2HA16/25

Voir le ferraillage type de la poutre de couronnement.

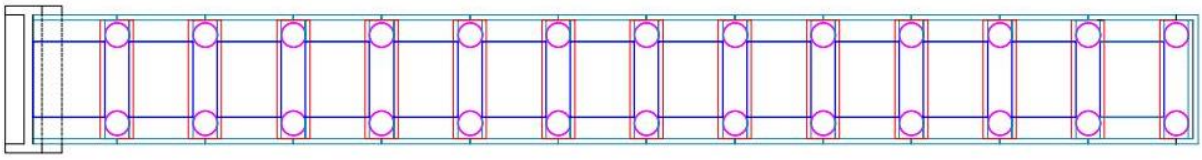
Chapitre V : Dimensionnement de l’appontement

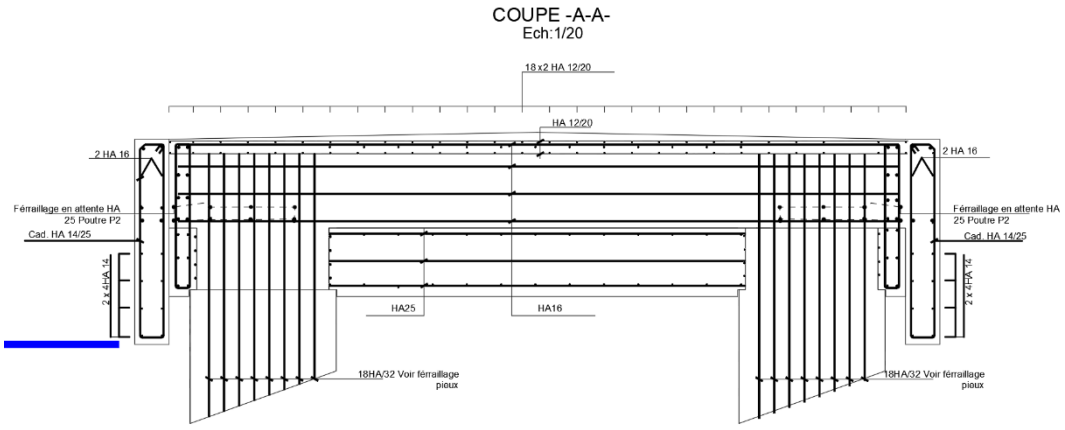
IV.1 Introduction

Lors de la conception et de la construction d'un appontement reposant sur des pieux, le dimensionnement et la vérification des différents éléments sont essentiels pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure. Cette étape comprend notamment l'analyse des contraintes, des déformations, de la résistance et de la stabilité des différents éléments, en tenant compte des charges statiques et dynamiques, des actions environnementales et des facteurs de sécurité appropriés. La présente note technique expose les résultats de dimensionnement et vérification des éléments composants cet ouvrage.

IV.2 Description de la structure de l’appontement

L’appontement est composé de 13 travées de 4m, constitués principalement de prédalle servantde coffrage, de deux poutres de rive le tout lié par une dalle coulée sur place. Les éléments constituantla superstructure de l’appontement reposent sur deux files de pieux fichés à -22m.





IV.3 Hypothèses de calcul

	Acier	
Matériaux	Acier de type	**Fe E400**
	Béton armé	
	Poids volumique	**γ_b= 2.5 t/m^3**

	Surcharge (t/m²)	**Effort d'amarrage (t)**	**Effort d'accostage (t)**
Charges & surcharge	**2.50**	**30**	**30**

Séisme : le coefficient sismique K_H est de 0.20g qui donne une force sismique P= G x K_H

IV.4 Ferraillage des éléments de l'appontement

IV.4.1 Prédalle

La prédalle est un élément préfabriqué, qui sert de coffrage perdu pour le béton coulé sur place,elle est munie de nervures d'appuis de forme trapézoïdale sur les quatre (04) coté.

Calcul et modélisation de la dalle

Dimensions de la dalle : longueur = 3.42m,

largeur=3.03m

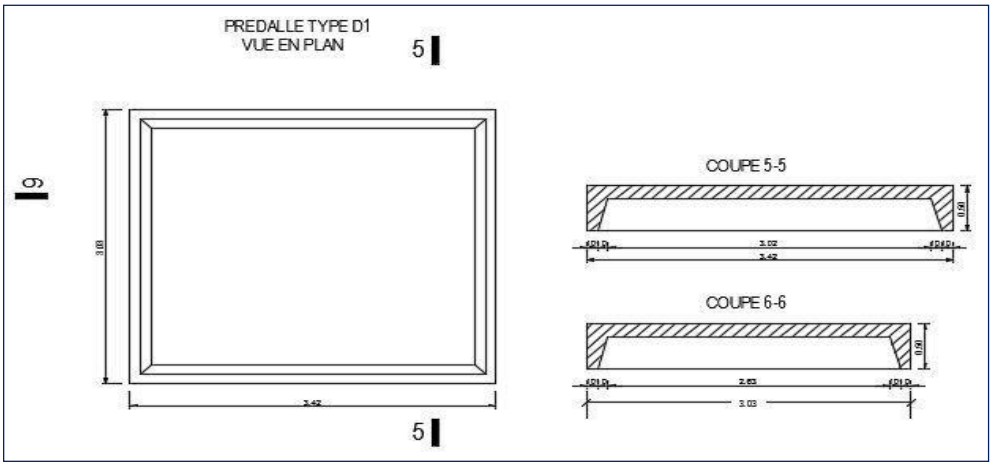


Figure 44: Vue en plan de la prédalle et coupes.

La dalle se calcul en deux phases :

Phase coulage :

Dans cette phase, la prédalle est calculée pour reprendre son poids propre et le poids de la chape en béton coulé dessus. En coulage la dalle repose sur le chevêtre sur deux coté, à cet effet elle est considérée comme étant simplement appuyée linéairement sur deux appuis.

Les charges :

- Poids propre de la dalle (calculé par le Robot automatiquement)
- Poids de la Chappe en béton ep=25cm g_2=0.25x2.5=0.625T /m² soit

6.25 KN/m²NB : épaisseur de la dalle : 15cm

Combinaisons de charge

ELS: $G + Q$

ELU : $1.35G + 1.5Q$

La modélisation de la structure

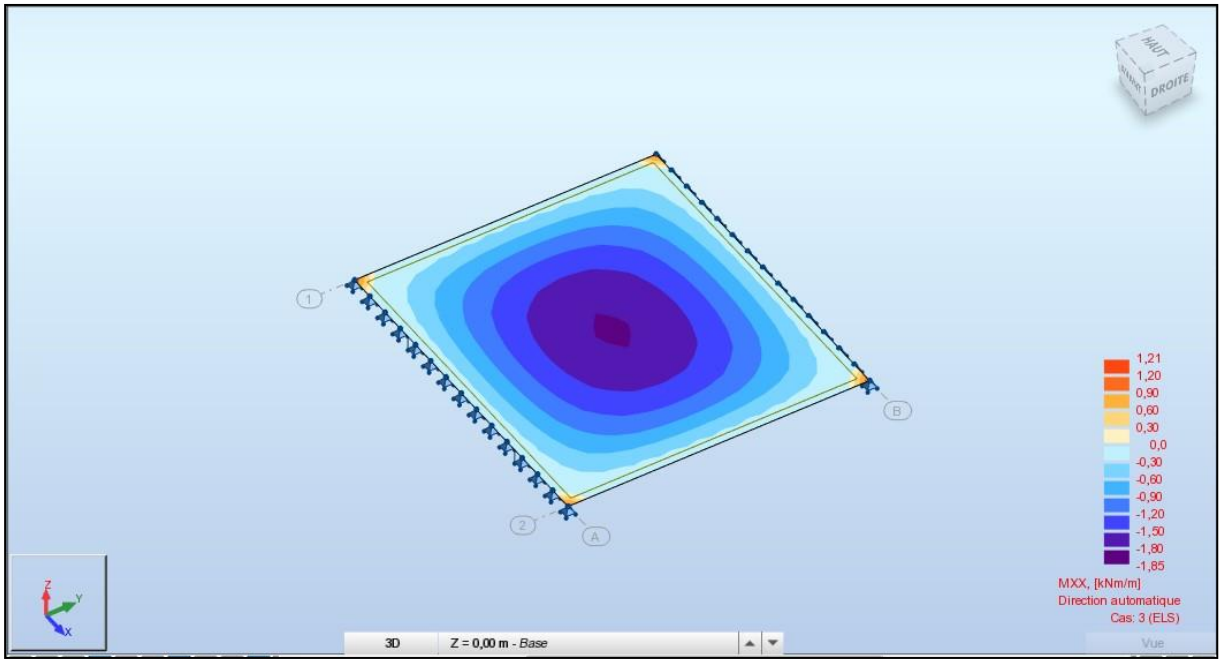


Figure 45 : Modélisation de la structure M_{XX}^{MAX}

M^{max}= 1.85 KN.m/ml

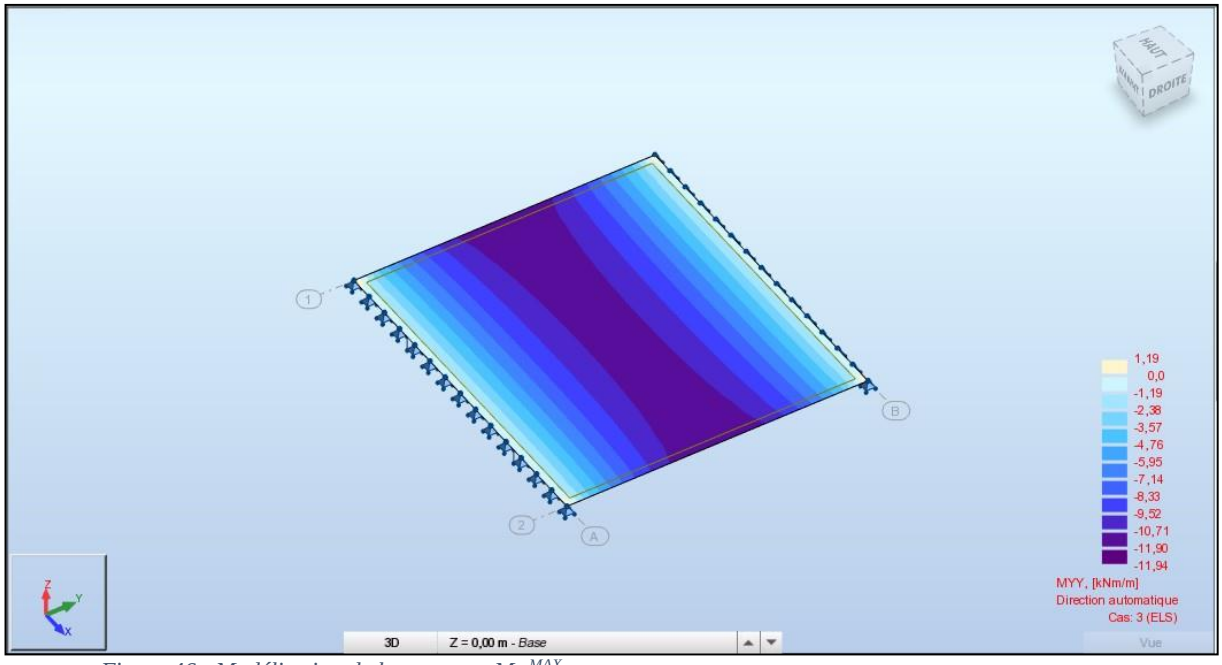


Figure 46 : Modélisation de la structure M_{yy}^{MAX}

$$M_{yy}^{max} = 11.94 \text{KN.m/ml}$$

Le moment pris pour le ferraillage de la dalle est le max entre les moments M_{xx} et M_{yy} et le ferraillageadopté sera généralisé sur les deux sens.

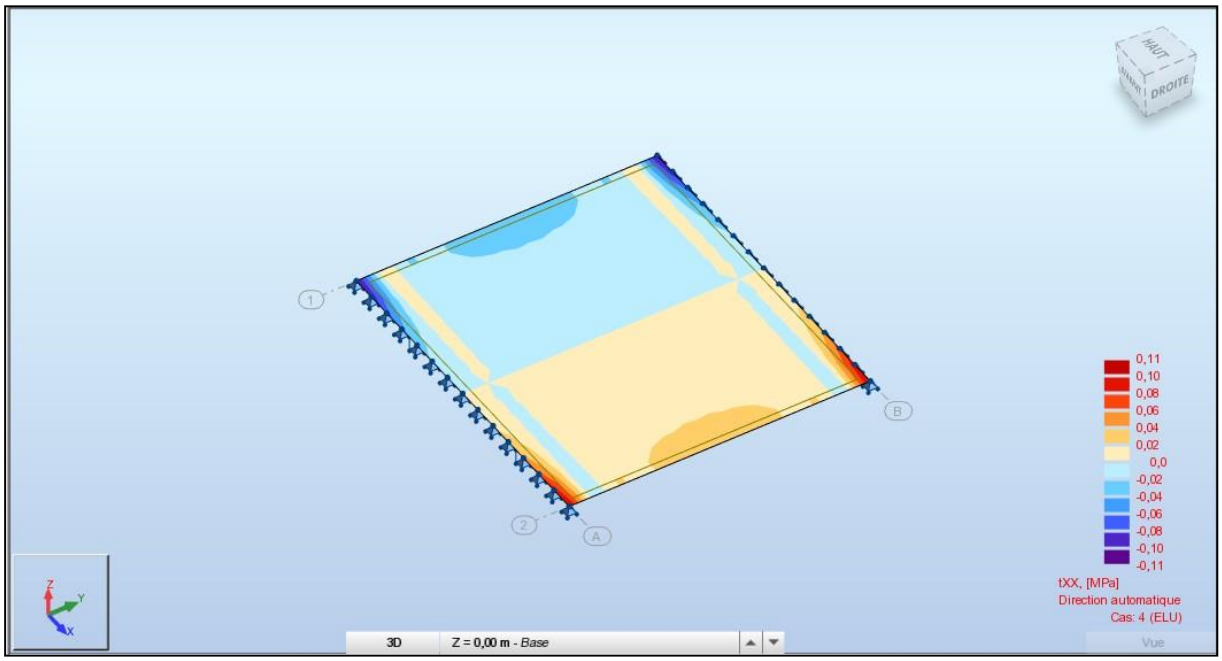


Figure 47 : Modélisation de la structure Txx

Txx = 0.11 Mpa

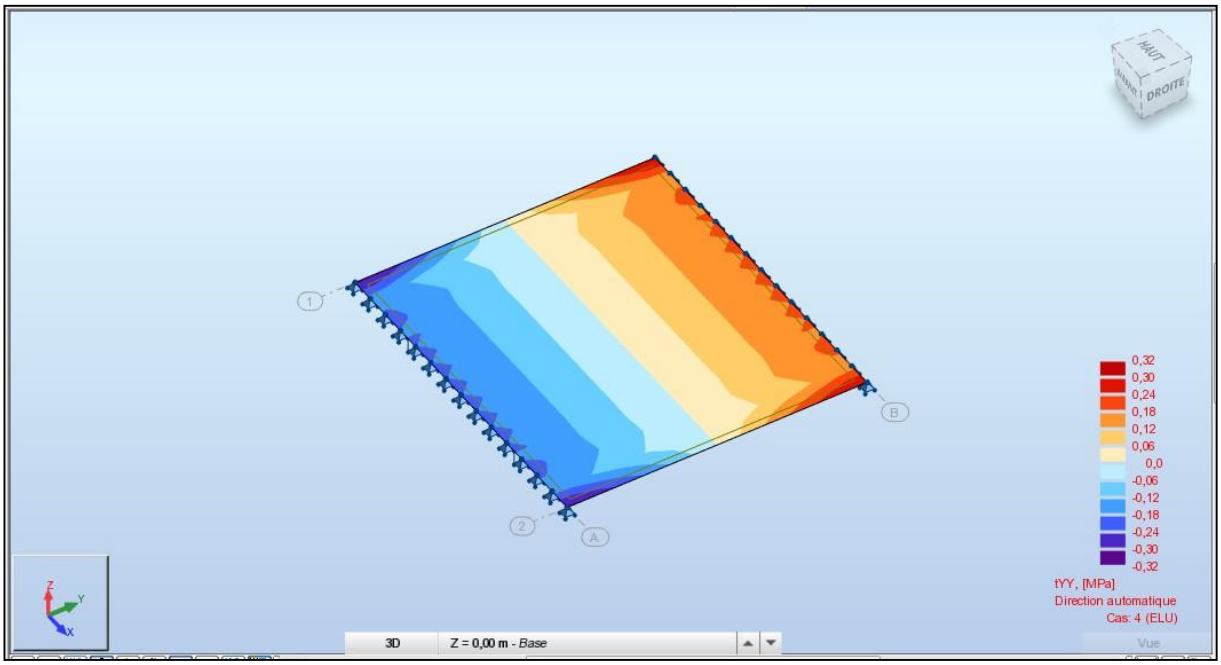


Figure 48 : Modélisation de la structure Tyy

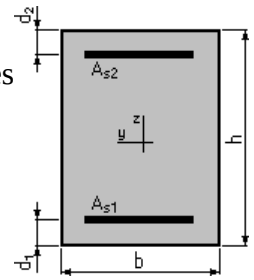
Tyy = 0.32 Mpa

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



Section :

b = 100,0 (cm) h = 15,0 (cm)d_1 = 5,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	11,94	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 7,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 2,8 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,75 (%)	minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} **= 11,94 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1,00 Position de l'axe neutre : y = 3,7 (cm)Bras de levier : Z = 8,8 (cm)
Contrainte maxi du béton :σ_b = 7,3
(MPa) Contrainte limite : 0,6
fcj = 21,0 (MPa) Contrainte de l'acier
tendue : σ_s = 182,9 (MPa) Contrainte
limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9
(MPa)

La dalle sera ferraillée dans les deux sens en deux nappes HA12/15.

Vérification de l'effort tranchant

Txx < Tu Les armatures transversale ne sont pas nécessaires.

Phase exploitation

Une fois coulé sur place la dalle aura une épaisseur totale de 40 cm (15cm de dalle préfabriquée +25 cm de Chappe en béton), cette dernière sera calculée pour reprendre les surcharges d'exploitationsq=2.5T/m².

Les charges

- Poids propre de la dalle + Chappe en béton (calculé par le Robot automatiquement)
- Surcharges q=2.5T/m².

Combinaisons de charge

ELS: $G + Q$

ELU : $1.35G + 1.5Q$

La modélisation de la structure
La dalle est considérée comme étant encastrée sur les 4 cotés (poutres d'appuis)

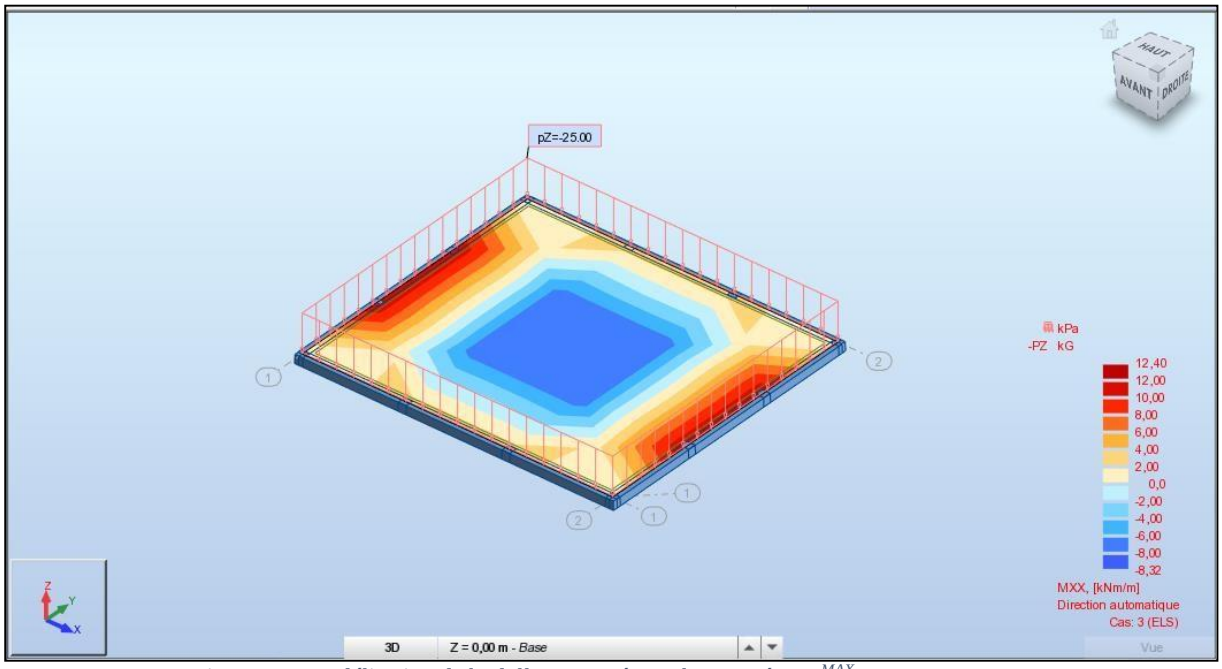


Figure 49 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés M_{xx}^{MAX}

$$M_{xx}^{max} = 12.40 \text{ KN.m/ml}$$

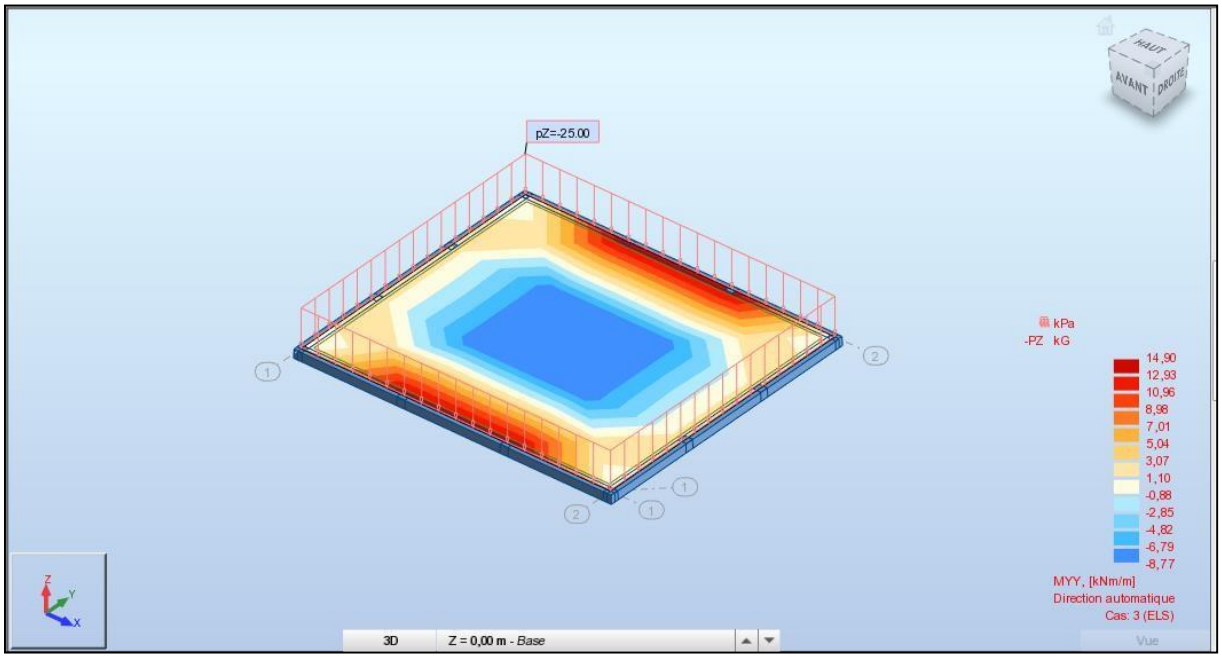


Figure 50 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés M_{yy}^{MAX}

$$M_{yy}^{max} = 14.90 \text{ KN.m/ml}$$

Le moment pris pour le ferraillage de la dalle est le max entre les moments $\mathbf{M_{xx}}$ et $\mathbf{M_{yy}}$ et le ferraillage adopté sera généralisé sur les deux sens.

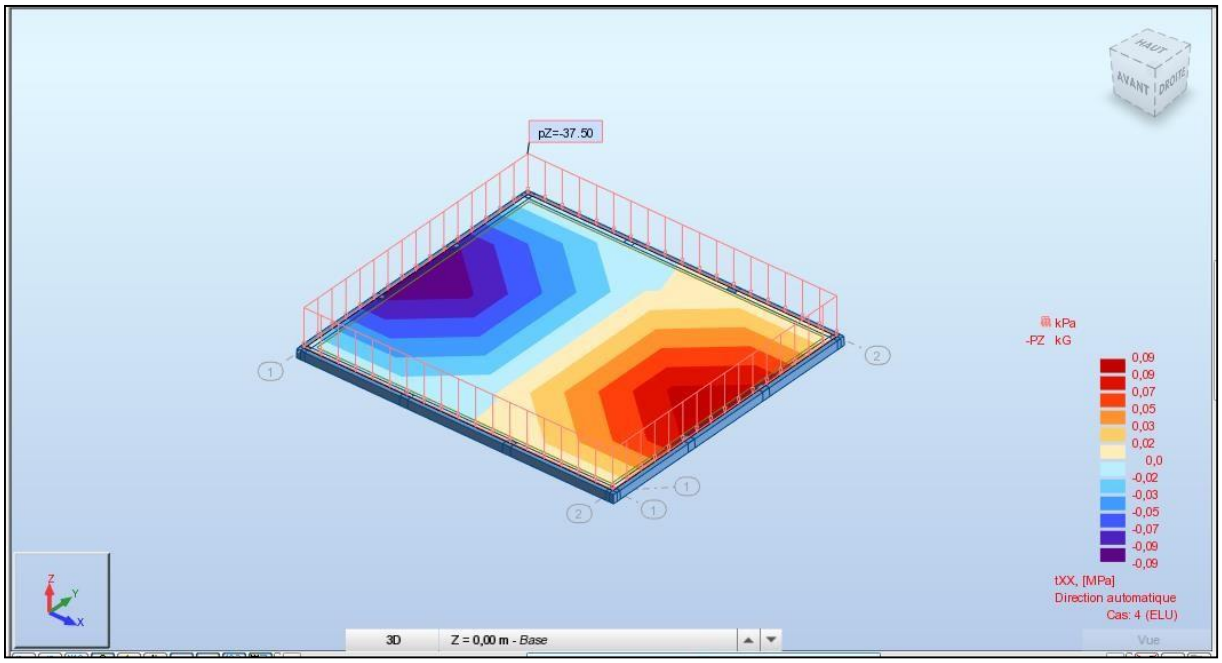


Figure 51 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés Txx

Txx = 0.09 Mpa

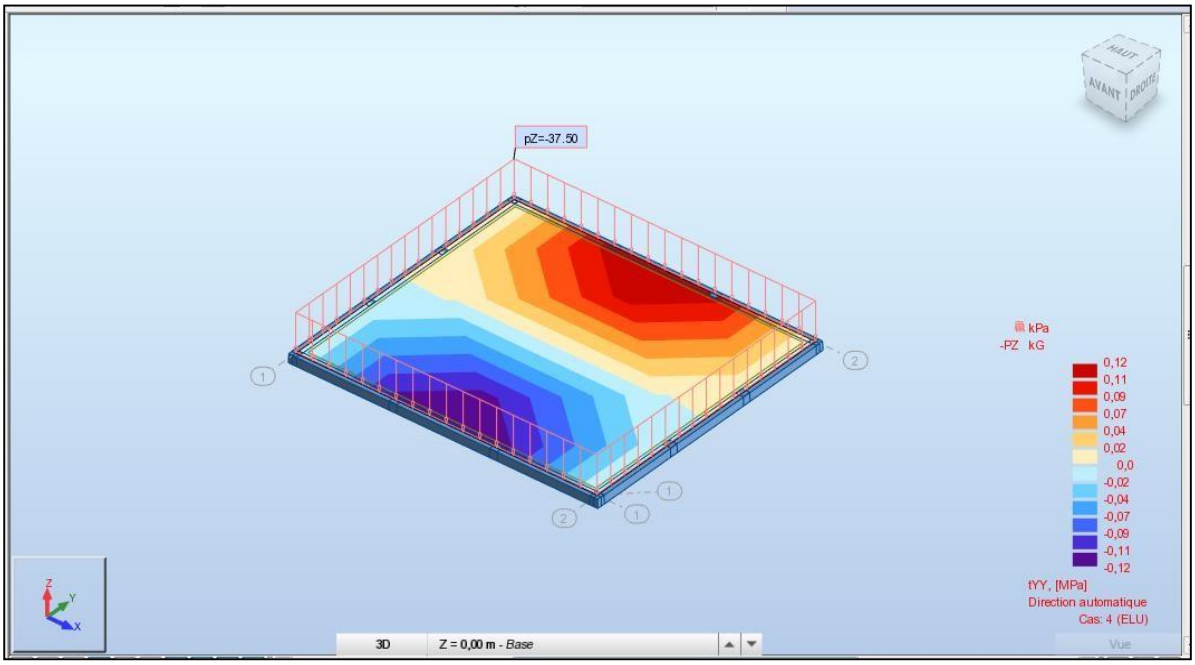


Figure 52 : Modélisation de la dalle encastrée sur les 4 cotés Tyy

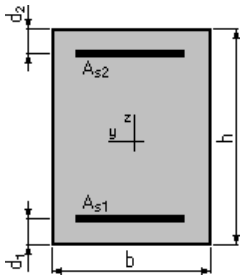
Tyy = 0.12 MPa

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



Section :

b = 100,0 (cm) h = 40,0 (cm) d_1 = 5,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	14,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,7 (cm2)
théorique ρ = 0,16 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = 14,90 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 2,29
Position de l'axe neutre: y = 6,9 (cm)
Bras de levier: Z = 32,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 5,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

Vérification de l'effort tranchant

$T_{xx} < T_u$ les armatures transversale ne sont pas nécessaires.

La dalle sera ferraillée dans les deux sens en deux nappes HA12/15.
NB : les appuis des dalles sont des parties intégrantes de la dalle à cet effet le ferraillage aété prolongé sur ces dernier à savoir HA12 le long de la poutre.

IV.4.2 La poutre de rive

Cette poutre a pour rôle d'assurer la continuité de l'appontement, son exécution se fait autantqu'une poutre isolée appuyée sur deux appuis et autant qu'une poutre continue en phase d'exploitation.

IV.4.2.1 Première phase

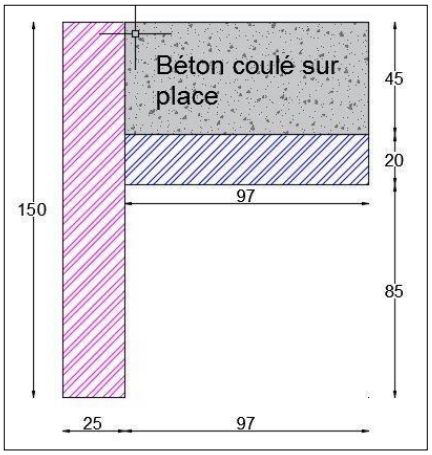


Figure 53 : Section de la poutre de rive.

- **Calcul des actions**

Poids propre :
$g = (0.25 \times 1.50 + 0.97 \times 0.20) \times 2.50 = 1.42\ t/ml.$
Surcharge : poids du béton coulé sur place
$q = 0.45 \times 0.97 \times 2.50 = 1.09\ t/ml$

- **Sollicitations dues à la flexion simple**

Les charges sont reprises par la nervure (b×h=97x20cm)de portée l =2.83m.

ELS : g + q= 1.42 +

1.09=2.51 T/mlELU :

1.35g+1.50q= 3.55T

$M_{ser} = 2.52\ t.m, \quad V_{u\,max} = 5.02T$

- **Détermination des armatures**

Calcul de Section en Flexion Simple

Section théorique	A_{s1} = 10,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)		

Calcul de l'effort tranchant

τ_u = Vu / (b_o 3 d) = 0,29 MPa < τ_u lim ok

At / st = b_0 x (τ_u - 0,3 x k x ft_j) / (0,9 x fe / γ_s) **= 8,91 cm²/ml**

- **Sollicitations dues à la torsion**

L'effort Q (poids du béton coulé sur place), est considéré comme une charge concentrée, donc ellecrée un moment de torsion.

$e = X_G - X_g = 0.41m$; $Q = 0.45 \times 0.97 \times 2.83 \times 2.5 = 3.09\ t/ml$.
$M_u = 1.90\ t.m$; $M_{ser} = 1.27\ t.m$

- **Etude de la torsion**

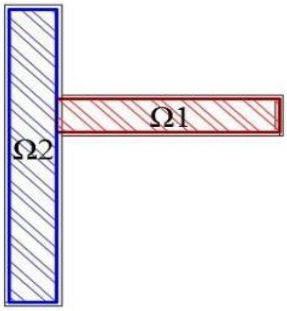
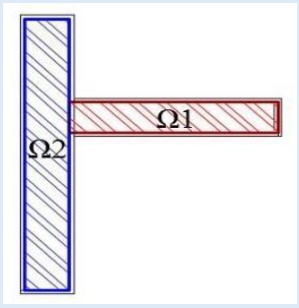
	$\sigma_{st} = f_e/\gamma_s$	347,83
	$S_t =$	0,15
	e1(m)=	0,033
	Ω1(m)=	0,17
	U1(m)=	2,29
$\tau_{ui} = \frac{M_t}{2 \times \Omega_i e_i}$	τ_{u1}=	1,69
$A_{L_i} = \frac{M_t^u U}{2 \times \Omega_i \sigma_{st}}$	A_{L_1}=	3,68
$A_{t_i} = \frac{M_t^u . S_t}{2\Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{t_1} =$	0,24
	$\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} =$	1,95
	e2(m)=	0,041
	Ω2(m)=	0,3
	U2(m)=	3,37
$\tau_{ui} = \frac{M_t}{2 \times \Omega_i e_i}$	$\tau_{u2} =$	0,08
$A_{L_i} = \frac{M_t^u U}{2 \times \Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{L_2} =$	3,07
$A_{t_i} = \frac{M_t^u . S_t}{2\Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{t_2} =$	0,14
	$\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} =$	0,89

Tableau 7 : Etude de la torsion.de la 1ere phase

Vérification : $\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} \geq \max(\frac{\tau_{ui}}{Z}, 0.4Mpa)$

IV.4.2.2 Deuxième phase

- **Sollicitations dues à la flexion simple**

Poids propre : $g = 1.00 \times 2.502.51\ t/\ ml.$ (b×h) =

(97 x 65) cmSurcharge: $q = 2.5 \times 0.97 = 2.43\ t/ml.$

ELS: $g_1 + q_1 = 4.94\ T/m^3$

ELU: $1.35g_1 + 1.5q_1 = 1.35x2.51+1.5x2.43= 7.03$ T/ml

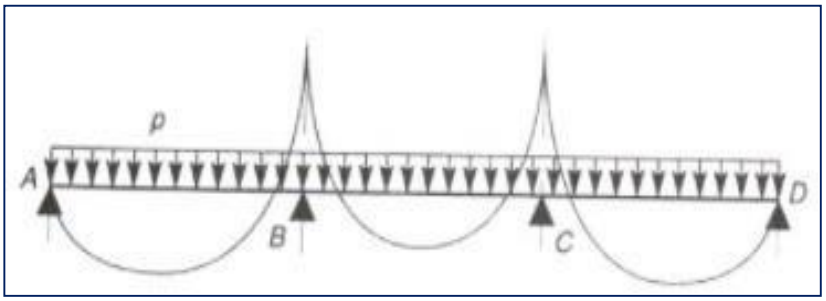


Figure 54 : Solicitations dues à la flexion simple.

$$M_{AB} = M_{cd} = \frac{4PL^2}{50} = 6.32\ T.m;\ M_{BC} = \frac{PL^2}{40} = 1.98\ T.m;$$
$$M_B = M_c = \frac{PL^2}{10} = -7.90T.m;\ R_A = R_D = 0.40PL = 0.40 \times 7.03 \times 4 = 11.25T$$
$$R_B = R_c = 1.10PL = 1.10 \times 7.03 \times 4 = 30.93T$$

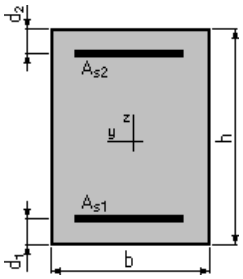
Le moment retenu pour le ferraillage de la section est la valeur maximale trouvée soit M=7.90t.m

Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (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



Section:

b = 97,0 (cm) h = 65,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

Moments appliqués:

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

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,15 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 79,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,11
Position de l'axe neutre : y = 11,3 (cm) Bras de levier : Z = 56,2 (cm) Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,1 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa) Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 13,8 (MPa)Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

Calcul de l'effort tranchant

τ_u = Vu / (bo x d) = 0,55 MPa < τ_{lim} ok

At / st = b_0 x (τ_u - 0,3 x k x ft_j) / (0,9 x fe / γ_s) **16,93 cm²/ml**

- **Sollicitations à la torsion**

$Q1 = 1.5 \times 0.97 \times 4 = 5.82\ t.$

Gbéton $= 2.5 \times 1.22 = 5.24.$

$Q_{tot\ ELU} = 15.80\ t$; $Q_{tot\ ELS} = 11.06\ t$.

e = 0.41m ; M_{ser} = $Q_{tot\ ELS}$ x e = 4.53 t.m ; M_u = $Q_{tot\ ELU}$ x e = 6.48 t.m

- **Etude de la torsion**

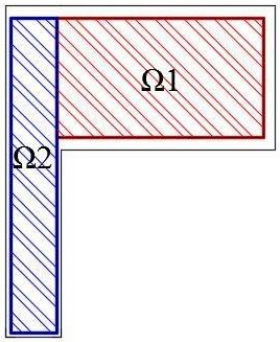
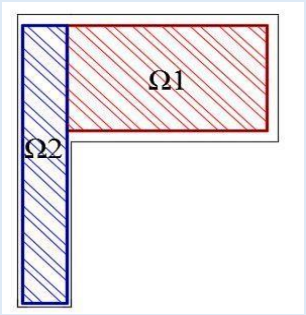
	$\sigma_{st} = f_e/\gamma_s$	347,83
	$S_t =$	0,15
	e1(m)=	0,108
	Ω1(m)=	0,50
	U1(m)=	2,95
$\tau_{ui} = \frac{M_t}{2 \times \Omega_i e_i}$	$\tau_{u1}=$	0.60
$A_{L_i} = \frac{M_t^u U}{2 \times \Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{L_1}=$	5.50
$A_{t_i} = \frac{M_t^u . S_t}{2\Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{t_1} =$	0,28
	$\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} =$	0.69
	e2(m)=	0,041
	Ω2(m)=	0.29
	U2(m)=	3,27
$\tau_{ui} = \frac{M_t}{2 \times \Omega_i e_i}$	$\tau_{u2} =$	0,27
$A_{L_i} = \frac{M_t^u U}{2 \times \Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{L_2} =$	10.50
$A_{t_i} = \frac{M_t^u . S_t}{2\Omega_i \sigma_{st}}$	$A_{t_2} =$	0,48
	$\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} =$	3,13

Tableau 8 : Etude de la torsion.de la 2eme phase.

Vérification : $\frac{A_{L_i} . f_e}{e_i U_i} \geq \max(\frac{\tau_{ui}}{Z}, 0.4Mpa)$

IV.4.2.3 Flexion transversale

Selon le plan de positionnement des équipements, le bollard est positionné au niveau des pieux qui coïncide avec les joints des poutres de rive a cette effet la section (1.50mx25x4m) ne reprend que l'effort d'accostage. Les défenses cylindriques proposées sont de type (600x300) qui reprennent un effort de réaction de 330 KN (voir annexe).

Effort repartie sur la poutre

Pour une poutre de 12m de long avec un bollard de 33 T $A_{\frac{cc}{12}} = {}^{33} = 2.75\ t/m.$

- **Sollicitations dues à la flexion transversale**

$M_u = \frac{qaccl^2}{8} = 5.50t.m;\ V_u = \frac{1.5qaccl}{2} = 8.25\ t$

- **Détermination des armatures**

Calcul de Section en Flexion Simple

Section théorique A_{s1} = 16.90 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Calcul de l'effort tranchant

τ_u = Vu / (bo x d) = 0,24 MPa < τ_{lim} **ok**

At / st = b_0 x (τ_u - 0,3 x k x ft_j) / (0,9 x fe / γ_s) **11.71 cm²/ml**

Armatures finales	
Section (97x20) cm	Ferraillage adopté
$A_S^{long} = A_s^{flexion} + A_S^{tors} = 10.40cm^2 + 3.68 = 14.08cm^2$	**4HA25** Soit As= 19.63cm²
$\frac{A_t^{tran}}{St} = \frac{A_t^{flexion}}{St} + \frac{A_t^{torsion}}{St} = 8.91 + 1.20 = 10.11cm^2/ml$	**Un cadre HA14/20cm** Soit deux brins 15.39cm²/ml
Section (97x65) cm	Ferraillage adopté
$A_S^{long} = A_s^{flexion} + A_S^{tors} = 8.50cm^2 + 5.50 = 14.00cm^2$	**4HA25** Soit As= 19.63cm² y compris nappe supérieure
$\frac{A_t^{tran}}{St} = \frac{A_t^{flexion}}{St} + \frac{A_t^{torsion}}{St} = 16.93 + 1.86 = 18.79cm^2/ml$	**Deux cadre HA14/20cm** Soit trois brins dans la section considérée avec 23.09 cm²/ml
Flexion transversale (1.50x0.25) m	Ferraillage adopté
$A_S^{long} = A_s^{flexion} + A_S^{tors} = 16.90cm^2 + 10.50 = 27.40cm^2$	**9HA20** Soit As= 28.27cm²
$\frac{A_t^{tran}}{St} = \frac{A_t^{flexion}}{St} + \frac{A_t^{torsion}}{St} = 11.71 + 3.20 = 14.91\ m^2/ml$	**Un cadre HA14/20cm** Soit deux brins 15.39cm²/ml

Tableau 9: Résultats des armatures finales

IV.4.3 Le chevêtre

Dans l'étude du chevêtre, on distingue deux phases hors service (pas de chargement) et une phaseen service (avec surcharge).

IV.4.3.1 Première phase (hors service section (1.37x0.5 m))

- **Calcul des actions**

Poids propre : $g = 1.37 \times 0.50 \times 2.50 = 1.71\ t/ml.$

Surcharge : dalle + béton coulée sur place d'épaisseur de 70 cm voire Coupe AA Plan 05

$q = \frac{(0.70 \times 5.87 \times 4) \times 2.50}{5.37} = 7.65\ t/ml$

- **Combinaison de charge**

A l'ELS: $P_{ser} = G + Q = 7.65 + 1.71 = 9.36 t/ml$

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.78\ t/ml$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_0 = \frac{q}{8}(l^2 - 4a^2) = \frac{9.36}{8}(4^2 - 4 \times 0.68^2) = 16.56T.m$$

$$M_{app} = -q\frac{a^2}{2} = -9.36\ \frac{0.68^2}{2} = 2.1T.m \quad R_A = R_B = 36.93\ T$$

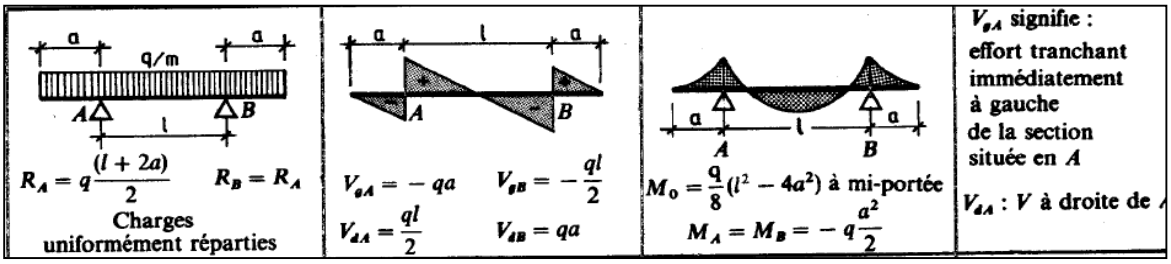


Figure 55: Réactions, efforts tranchants et moments.

IV.4.3.2 Deuxième phase (en service (1.37x1.15 m)

- **Calcul des actions**

Le chevêtre sera soumis aux charges de son poids propre, une surcharge de 2.5T/m² et un effortd'amarrage et d'accostage

- **Calcul des sollicitations**

Le chevêtre sera modélisé sur robot avec le calcul des pieux les moments résultants seront exposépar la suite.

IV.4.4 Calcul des pieux

IV.4.4.1 Vérification de la fiche du pieu par le programme PIEUIS

L'objet du programme PIEUIS est la détermination du moment de rupture pour un pieu soumisà un effort horizontal.

Hypothèses prise en compte

Le programme est bidimensionnel, les calculs sont effectués dans une section transversale du pieu etdans un repère général OXY

Hypothèses relatives au pieu

- Le pieu est supposé infiniment rigide
- Le pieu est vertical
- Le pieu est à inertie

constante

Hypothèses relatives au sol

- Le sol est constitué de plusieurs couches horizontales
- Les nappes d'eau seront considérées dans un sol comme couches
- La longueur du pieu, le sol exerce une contrainte verticale $q = \gamma \times d$
- Le sol exerce une poussée $e = (qK_q + CK_c)B$

Force appliquée au pieu

- D'éventuelles surcharges P au niveau du sol en T/m²

Elément géométriques

- Le nombre de couches N
- Le nombre de tranches (divisions du pieu)
- La longueur ancrée du pieu « LON »
- L'ordonnée du point d'application de la force horizontale
- La largeur du pieu B
- La cote inferieure de toutes les couches

Les caractéristiques mécaniques du sol

Pour chaque couche I

- Le poids volumique y(I) en T/m3
- L'angle de frottement Q (I) en degré
- La cohésion C(I) en T/M3

La largeur du pieu B est la face sujette à l'effort horizontal

Le programme calcul à partir des données

- Le centre de rotation CENRO
- L'effort horizontal de rupture HR
- Le point ou l'effort tranchant est nul PN
- Le moment de rupture MR

La vérification de la fiche des pieux a été faite sur le programme PIEUIS selon les résultats de la compagne géotechnique du mois de septembre 2019 réalisée par LTP Est. Les couches à considérer et les caractéristiques du sol sont extraites de l'avenant N°01 au contrat N°008/2019 du 10/12/2019 qui s'est référé aux recommandations du laboratoire selon les études géotechniques effectues à proximité du projet. On a considéré :

- Nombre de Tranches 100
- Longueur Ancrée Du Pieu 15 M
- Ordonnée Du Point D'application 7 M
- Largeur Du Pieu 1 M
- Nombre De Couches 3

Couche	Nature du sol	Gamma (T/m^3)	Phi (Deg)	Cohésion (T/m^2)	Côte (m)
1	Sable limoneux	1.1	36.00	5.50	**-5.50**
2	Sable et galets	1.1	36.00	5.50	**-11.50**
3	**Marne grisâtre**	**1.1**	**0.10**	**11.00**	**-16.50**

Résultats de calcul

- ✓ Ordonnée Du Centre De Rotation .....15.68806 m
- ✓ Effort Horizontal De Rupture..... 924.7966 T
- ✓ Ordonnée Du Point Ou L'effort Tranchant Est Nul.....4.156547 m
- ✓ Moment De Rupture
  8845.197T.m

À la lumière des résultats trouvés, la chemise métallique (14.27mm d'épaisseur) a été rallongée du fait que le centre de rotation résultant est à -4m du fond marin à -7m, à cet effet la section critique à considérer est entre -9m et -13m (2xB tel que B : le diamètre du pieu).

La chemise métallique aura une longueur totale de 20m (de +0.40 m du NGA jusqu'à -19.60m), cette dernière a été rallongée pour être encrée dans le sol marneux et servira de coffrage perdu pour le bétonnage dans le sol sableux et offrira une résistance et une sécuritépour la structure.

Les caractéristiques du pieu

Diamètre du pieu	1.066 m
Epaisseur de la chemise métallique	**14.27 mm**
Cote d'arase	**+0.40 NGA**
Fiche	**20 m**
Fut	**22.40 m**

NB : Le ferraillage et détails de calcul du programme PIEUIS sont en annexes (voir annexe 3)

Chapitre IV : Dragage et travaux de réalisation

VI.1 Dragage

VI.1.1 Introduction :

Le dragage maritime est une activité essentielle dans le domaine des travaux maritimes. Il désigne le processus d'excavation, de déplacement et de retrait des sédiments, des débris et des matériaux indésirables du fond marin, des voies navigables, des ports et des zones côtières. Le dragage joue un rôle crucial dans la maintenance et l'amélioration des voies navigables, ainsi que dans la protection des infrastructures maritimes.

Les principales raisons pour lesquelles le dragage est nécessaire comprennent la création et l'entretien de canaux de navigation, l'approfondissement des voies navigables pour permettre le passage de navires de plus gros tonnage, l'élimination des sédiments et des débris accumulés pour maintenir les niveaux de profondeur nécessaires, la construction et l'entretien des ports, ainsi que la restauration des écosystèmes côtiers.

Le dragage présente de nombreux avantages, notamment l'amélioration de la sécurité et de l'efficacité de la navigation, la prévention de l'envasement des voies navigables, la protection des infrastructures côtières contre l'érosion et les inondations, la facilitation du commerce maritime et la création de nouvelles zones de développement économique.

VI.1.2 Méthodologie :

La méthodologie d’exécution vise à définir les moyens utilisés et la stratégie à suivre pour l’exécution des travaux.

Pour le calcul des délais des différentes tâches, on s’est basé sur la performance et le rendement des équipements avec la prise en compte de 8 heures de travail quotidiennes et une semaine de 5 jour ouvrable.

Les délais indiqués dans la planification concernent des jours utiles et non pas des jours calendaires.

L’ensemble du projet sera devisé en deux phases :

- Phase 01: Travaux de préparation et reconnaissances
    - L'Installation de chantier
    - L'amenée du materiel de dragage
    - Lancement des travaux de reconnaissance et collecte de données

- Phase 02 : Exécution des travaux de dragage et extraction des sédiments
    - Les travaux de dragage de la passe d'entrée
    - Les travaux de dragage du bassin et abords des quais

VI.1.2.1 Travaux de préparation et reconnaissances :

Installation de chantier :

Les installations de chantier comprennent les moyens de transport et de manutention, l'amenée et repli du matériel et tout équipement et matériel nécessaire à la bonne exécution des travaux.
L'installation de chantier envisagée sera réalisée sur une superficie regroupant :
Une aire, l'une à l'intérieur de la zone de travaux pour l'installation des bureaux du personnel de chantier de l'Entreprise et une aire pour l'installation du matériel et engins.
L'amenée des divers matériels nécessaires à la réalisation des travaux, sera effectuée au fur et à mesure et en relation avec les parties d'ouvrages à entamer, dans l'ordre chronologique indiqué dans le planning général des travaux.

L'acheminement du matériel de dragage

Le train de dragage prévu pour ces travaux sera acheminé par voie maritime et sera composé de (tous les engins flottants qui sont soumis à la réglementation maritime STCW2010) :

Travaux de reconnaissance :

L'entreprise procèdera à l'exécution d'un levé bathymétrique général qui serviront de base pour l'établissement d'un dossier d'exécution.
Ces levés bathymétriques à l'intérieur des bassins du port aux cotes indiquées sur plan permettront de quantifier avec exactitude les matériaux à extraire ainsi que leur nature (étude d'impact).
A la fin du sondage un plan bathymétrique actualisé sera remis au maitre de l'ouvrage pour approbation.
Les équipements de sondage bathymétrique à utiliser sont :

- Embarcation avec moteur hors-bord.
- Échosondeur avec station GPS.
- Micro-ordinateur
- Logiciel hydrographique.



Figure 56 : Les différents travaux de reconnaissance.

Le déplacement sur le plan d'eau de l'embarcation équipée des moyens de sondage permet de saisir toutes les données bathymétriques ainsi que leur emmagasinage dans la mémoire de l'ordinateur.
L'ordinateur traite des informations en affectant à chaque point levé des coordonnées
(x, y, z).
L'ordinateur fournit en sortie un fichier qui permet d'établir des cartes de bathymétrie qui serviront de base pour les calculs des cubatures (volumes dragués) par le logiciel.

Le dossier d'exécution

Un dossier d'exécution accompagné par des plans d'exécution déterminera les quantités de dragage prévisionnelles et doit être remis au maitre de l'ouvrage pour approbation.

VI.1.2.2 Exécution des travaux de dragage et extraction des sédiments

Description et phasage des travaux

Compte tenu du levé bathymétrique à réaliser et du plan de dragage (Zones à draguer selon les priorités à définir par le maitre de l'ouvrage) et pour assurer des tirants d'eau suffisants pour la navigabilité des engins de dragage, d'une part, et de s'abriter à l'intérieur du port durant les périodes de météo marine défavorables, l'entreprise envisage d'entamer les travaux de dragage selon l'ordre suivant :

- Dragage des souilles au niveau du quai à – 7m par voie terrestre :

Le dragage se fera à l'aise d'une pelle hydraulique à bras long, les matériaux dragués seront évacués vers une zone de dépôt

- Dragage des souilles des quais à -5 et du bassin :

Le dragage se ferai par voie maritime en moyennant un train de dragage

Les travaux de dragage des souilles et du bassin se feront sur les deux fronts en parallèle et par zone

NB :

-Toutes les zones à draguer seront matérialisées et balisées par des bouées

Scénario de dragage

Les dragues qui seront engagée pour les travaux de dragage sont des dragues à benne preneuse avec leurs annexes, sont équipées d'une pelle à câbles à benne preneuse qui peut atteindre une profondeur de 20 m.

Les sédiments sont extraits des fonds à l'aide d'une benne preneuse et mis à l'intérieur du puits du chaland.

Toutes les ancres sont reliées à la drague (cotés bâbord, tribord, arrière) par des câbles permettant le déplacement de la drague et le papillonnage sur une bande suffisante.

Les quantités draguées seront quantifiées à l'aide des courbes de jauge des chalands et ce pour éviter les surplus de quantités issues des apports et ensablement lors des travaux au niveau de la passe d'entrée.

Les sédiments extraits seront acheminés vers la zone d'immersion (à définir par l'étude d'impact), par chaland pour mise en dépôt.



Figure 57 : Travaux de dragage.

Moyens humains et matériel

Matériel et équipements	Ponton KHARATA d'une capacité de 12T /m²
	Remorqueur Bordj Bou Arreridj I d'une capacité de 2 X 500 CV (2 Moteurs)
	Chaland fendable KADI MELIANI d'une capacité de 450 m3
	Pelle hydraulique R984CEW LIBHERR d'une capacité de 4,7 m3
	Équipement de sondage bathymétrique
Moyens humains	Directeur de groupement
	Directeur de projet
	Ingénieur d'études
	Conducteur travaux
	Topographes
	Plongeurs

Tableau 10 : Moyens humains et matériels.

VI.1.3.Plan de dragage :

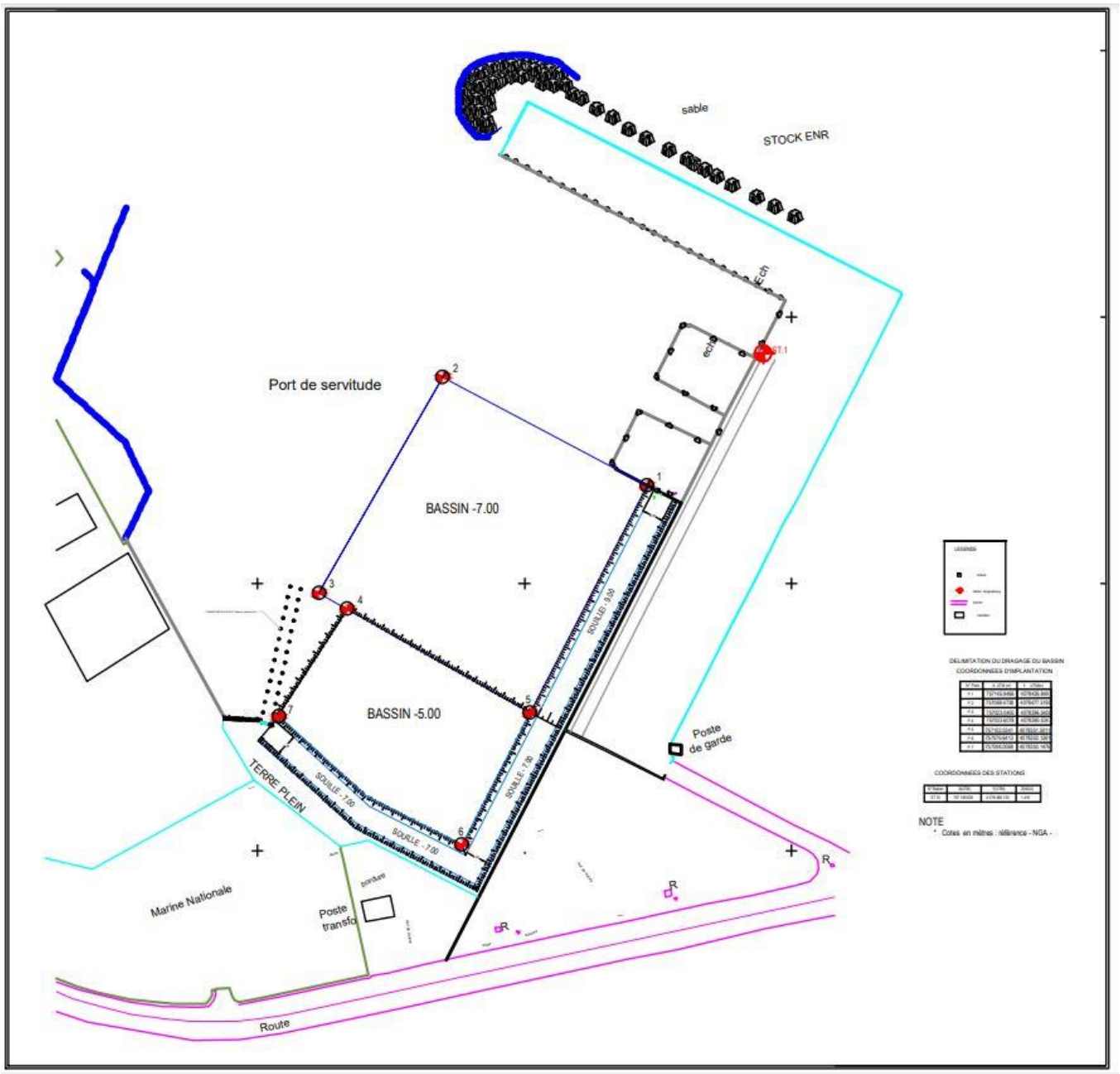


Figure 58 : Plan de dragage.

V.1.4 Volume :

Surfaces	Aire	Volume de dragage	Volume de remplissage
- 5 mètre	4422.99 m²	5.69 m^3	17054.93 m^3
- 7 mètre	8262.18 m²	5870.55 m^3	118.92 m^3
Total	12685.17 m²	5876.45 m^3	17173.85 m^3

Tableau 11 : Caractéristiques du dragage.

V.1.5 Conclusion

Le dragage maritime est une activité cruciale pour maintenir la navigabilité des voies navigables, protéger les infrastructures maritimes et favoriser le développement économique. En suivant une méthodologie rigoureuse, comprenant la préparation, la reconnaissance et l'exécution des travaux, le dragage permet d'améliorer la sécurité de la navigation et de prévenir l'envasement des voies navigables.

VI.2 Réalisation appontement sur pieu

VI.2.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'appontement reposera sur une fondation constituée de 26 pieux métallique de Ø1066mm – ép. 14.7mm, disposés en deux (02) rangées et espacés de quatre (04ml)entre axe de chaque module. Ces pieux seront fichés dans le sol marin sur une longueur de sept (07ml).

Les travaux seront exécutés à l'aide de ponton gue ou d'une grue de 400t équipée deflèche à treillis de 60ml de long stationné sur le terre-plein au niveau de l'enracinement de l'appontement.

Mise en place Système de Guidage des pieux Ø 1066mm.

VI.2.2 Travaux préparatoires et installation du système.

En premier lieu, un dragage du fond marin à l'endroit de l'emprise du futur appontement sera effectué afin d'éliminé tous obstacles pouvant empêcher l'enfoncement des pieux dans le sol.

En second lieu et Après implantations, matérialisation des axes de l'appontement, Il sera mis en place à l'endroit de l'axe des pieux un échafaudage métallique pouvant guider deux (02) pieux à la fois au cours de l'enfoncement.
Cet échafaudage est constitué de modules métalliques assemblés à l'aide de soudure et boulonnage reposant sur une structure flottante surélevée par des jambes d'appui afin d'éliminer les effets de marnage
Ayant une largeur de quatre à six mètres (4 à 6 ml) cet échafaudage sera équipé de deux (02 conducteurs de pieu Ø 1100mm de 1m de long chacun, Ils seront disposés et fixés lelong des moises constituant l'échafaudage avec un espace de 4 ml entre axe de chaque pieu à enfoncer.

Les pieux seront enfoncés par paire de deux

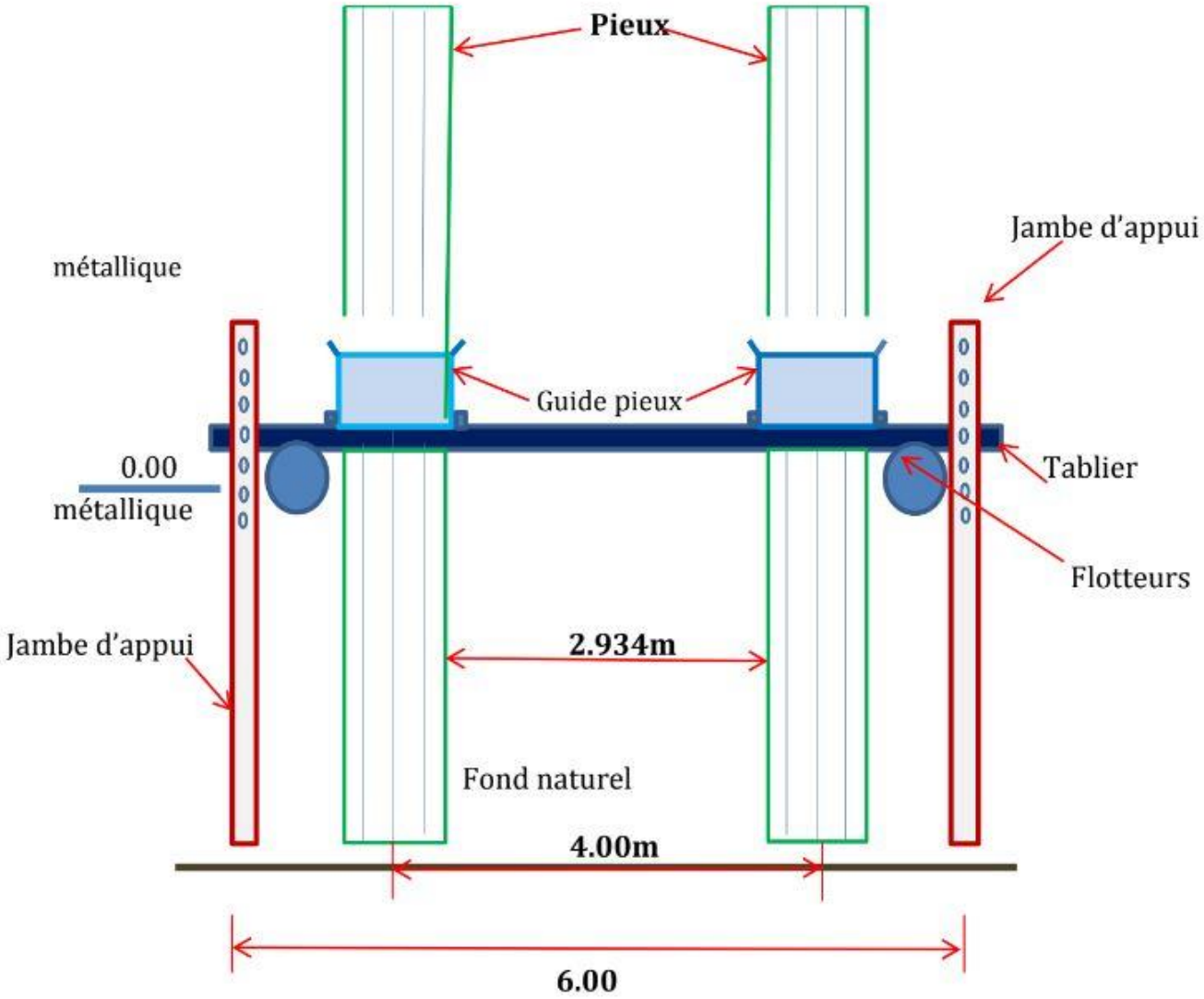


Figure 59 : Système de guidage métallique flottant.

NB : Voir « Annexe 4 » pour schéma de réalisation d'appontements détaillés

- **Fichage des pieux dans le sol marin**

Les pieux seront fichés dans le sol sur une longueur de 7m à l'aide de Vibrofonceur.

En cas de refus de pénétration due à une résistance trop élevée du sol pour atteindre la cote de projet, il sera alors nécessaire de recourir à la méthode mixte qui consiste à un forage du pieu afin de diminuer la pression du sol. Le forage doit descendre au-delà de l'extrémité (pointe) du pieu.
Après cette opération de forage, le fichage du pieu dans le sol reprendra jusqu'à la côte prévue.

- **Forage des pieux.**

Après enfoncement des deux pieux dans le sol à la côte projet, l'échafaudage de guidage sera alors démantelé et remis en place à l'endroit des deux (02) pieux suivants pour la suite de l'opération fichage**.**
Le forage sera alors entamé à l'aide de benne foreuse mono câble actionnée par une grue,ou par foreuse mécanique installé sur un ponton flottant. Au terme de l'opération forage, il sera effectué un contrôle en fond de forage pour vérifier la conformité.
Ce contrôle est essentiel ; il doit avoir lieu aussi juste avant le bétonnage, il consiste à vérifier que le fond de forage a été correctement curé ce qui conditionne la qualité de l'appui du pieu sur le sol de fondation

- **Ferraillage du pieu**

Avant le bétonnage, la cage d'armatures sera descendue dans le pieu foré.
Cette cage sera équipée d'écarteur en béton fixés aux barres d'acier afin d'éviter que la cage frotte le long de la paroi du pieu, de permettre un enrobage convenable aux aciers et garantir un centrage correct de la cage.

- **Bétonnage des pieux**

Le bétonnage des pieux sera effectué par la technique de tube plongeur.
Ce tube est constitué d'un assemblage de plusieurs sections de faibles longueurs (2 à 2.10mde long chacun facilement démontable) et d'une trémie de remplissage.
Le tube maintenu par une machine sera descendu au fond du puits jusqu'à reposer sur le fond.
Le béton sera déversé à l'intérieur du pieu foré soit directement à partir du camion malaxeur ou par benne à béton
Au remplissage du tube plongeur, celui-ci sera remonté graduellement à certaines hauteurs pour démonter un ou plusieurs éléments en tête de la trémie tout en veillant impérativement de conserver une longueur de tube dans le béton
Dès le remplissage du pieu foré, on prévoit généralement un débordement de béton pour éliminer les impuretés (sédiments etc.) qui remontent avec le premier béton dévers

- **Mise en place des éléments préfabriqués**.

Au terme du bétonnage des pieux forés, il sera entamé la mise en place et réglage par gruedes éléments préfabriqués.
La pose des éléments s'effectuera dans l'ordre
suivant :1- Pose des chevêtres (type 4)
1- Pose prédalles
2- Pose poutre de rives (Type 1 -2)

- **Ferraillage et bétonnage de l'appontement**.

Aux éléments posés, il sera mis en place les armatures prévues.
Le bétonnage de la dalle de roulement s'effectuera à l'aide grue équipé de benne àbéton.
Un joint de dilatation est prévu à chaque intervalle de 12ml.

VI.2.3 Matériels utilisés

Battage et forage pieux :

1- Grue de 400t type « LIEEBHERR » équipé d'une flèche à treillis de 60m delong.

2- Vibrofonçeur type –PTC-300H1A équipé d'un groupe hydraulique type –PTC -400DO d'une puissance « power » 238-

3- Benne monocâble type « CASAGRANDE ' actionnée par la grue

4-foreuse hydraulique montée sur ponton flottant.

5-Benne à béton

VI.2.4 Conclusion

En conclusion, la réalisation de l'appontement sur pieu nécessite une fondation solide constituée de 26 pieux métalliques de Ø1066mm. Les travaux comprennent le dragage du fond marin, l'enfoncement des pieux à l'aide d'un vibrofonceur et le forage en cas de refus de pénétration. Le ferraillage et le bétonnage des pieux sont réalisés avec des cages d'armatures et la technique du tube plongeur. Enfin, les éléments préfabriqués sont mis en place et la dalle de roulement est bétonnée avec des joints de dilatation prévus

CONCLUSION GENERALE

« Celui qui sert une révolution laboure la mer » Simon Bolivar

Au stade final de notre projet de fin d'études, nous avons eu la chance de comprendre la vraie signification de cette citation qui a introduit notre travail. Nous avons pour ainsi dire compris la complexité mais surtout l'importance des travaux maritimes.

Durant ces trois derniers mois, nous avons eu l'opportunité de revoir les principes mêmes du dimensionnement d'un port : Etude de stabilité d'un quai, poutre de couronnement, l'appontement, l'étude de dragage, et pour finir, les méthodes de réalisation de ces derniers.

Au cours de ce projet, nous avons eu l'occasion d'acquérir des compétences précieuses et une expérience pratique, notamment dans l'utilisation des logiciels Autocad, Civil 3D, Talrem, Robot et Robot expert. Ce mémoire de projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de développer nos compétences en matière de conception et d'ingénierie portuaire. Il représente une étape significative dans notre parcours académique et constitue une base solide pour notre future carrière dans le domaine de l'aménagement portuaire.

Nous exprimons notre gratitude envers l'entreprise MEDITRAM pour nous avoir donné l'opportunité de réaliser ce projet et pour leur soutien tout au long du processus. Nous espérons que ce mémoire contribuera à la compréhension et à l'amélioration des ouvrages portuaires, favorisant ainsi la croissance économique et la sécurité maritime dans la région de Djen Djen et au-delà.

Bibliographie

- A.GUERRIN : Traité de béton armé 7 - mur de soutènement et murs de quai.
- • Carl A. Thoresen : Port designer's handbook : Recommendations and guidelines
- • Daniel CAMINADE : Techniques de l'Ingénieur, C 4 631**,** Ouvrages de protection contre la houle.
- • DOSSIER TECHNIQUE : LA HOULE COMMENT S'EN PROTEGER ?
- • H. TABET .Cours sur les ouvrages de protection.
- • J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM 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 TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes.
- • J.LARRAS,Cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes.DUNOD paris 1961.
- • M.BELLAZOUGUI : calcul des ouvrages en béton armé.
- • M. BENABDELLOUAHAB : Cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2015-2016).
- • M. BENOUCHFOUNE : Cours de résistance des matériaux 3ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2013-2014).
- • M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2015-2016)
- • Pascal GALICHON : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES DIGUES PORTUAIRES, IPER HAVRE.
- • 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.
- • Règlement Parasismique Applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA (Année 2008). Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.
- • REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.
- • Renné BONNEFILLE : Cours d'hydraulique maritime 3e édition révisée et augmentée.
- • The Rock manuel version 2007.

WEBOGRAPHIE

http://www.techniques-ingenieur.fr
https://fr.wikipedia.org

PROGRAMMES & LOGICIELS

- AUTOCAD 2015.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 (version étudiant).
- Talren
- Robot expert 2010.

Annexes 1 :
Complément d’essais laboratoires et sondages carottés et pressiométriques

1/ INRODUCTION :

Dans le cadre du projet de ***AMENAGEMENT DU QUAI D'ACCOSTAGE DE SERVITUDE AU POR DJEN DJEN*** et faisant suite au bon de commande sous référence ***N° 002068*** émanant par ***MEDITRAM***, le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est a procédé à la réalisation de 02 sondages carottés et un sondage préssiométrique

2/ SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le site qui fait objet de notre projet si situe à l'interieur du port DJEN DJEN (voir photo en annexe)

3/ IMPLANTATION :

L'implantation des 02 sondages carottés et de sondage préssiométriques ont été fait par le client d'une profondeur 25m au minimum.

N.B :

1/suite à un obstacle de nature non identifié, et par accord du CLIENT, le sondage N°02 a été abondonné à 15m de profondeur.

2/ L'implantation a été faite par le client

4/ RESULTATS DES ESSAIS :

4.1/ COUPES SONDAGES CAROTTES :

SONDAGE N°01 :

00.00-00.10m : beton bitumineux

00.10-00.50m : tout venant

00.50-08.00m : sable

08.00-14.00m : sable limoneux

14.00-20.00m : sables contenant des galets

20.00-25.00m : marne grisatre

SONDAGE N°02 :

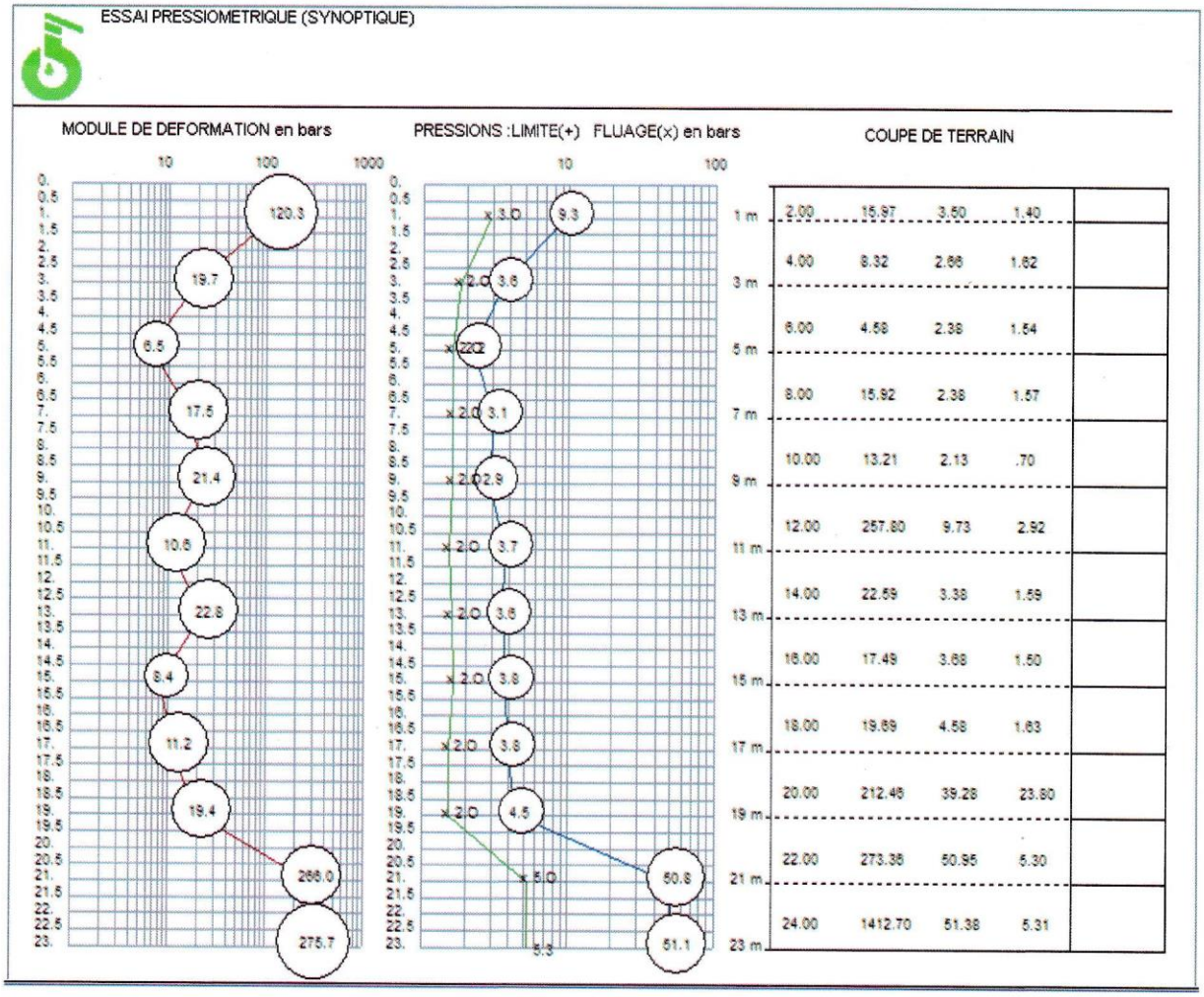
00.00-00.20m : béton bitumineux+ béton

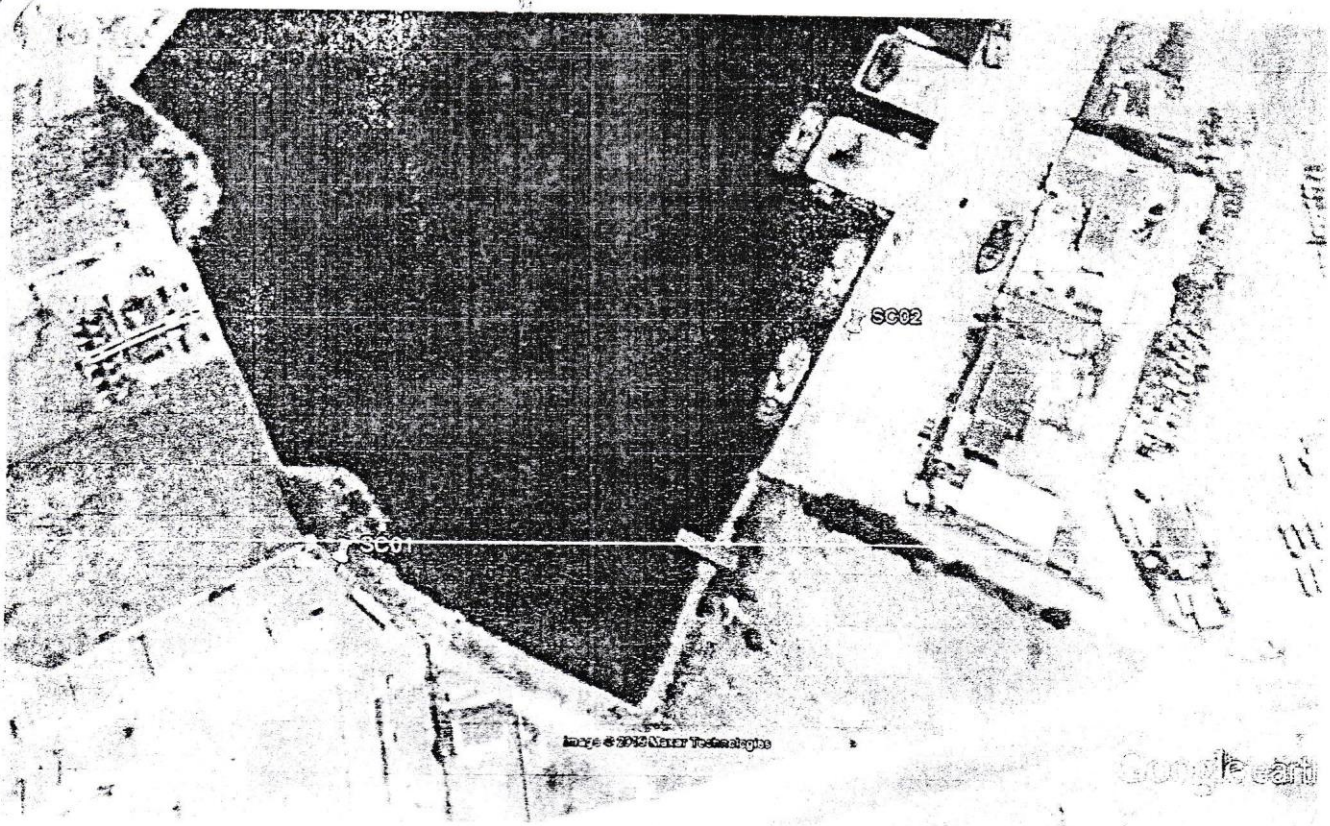
00.20-12.00m : sables contenant des graviers et galets

12.00-15.00m : sable

4.2/ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

COURBE SYNOPTIQUE




SC02
SC01
Image © 2019 Maxar Technologies
Google Earth

LOG SONDAGE

+

PHOTOS

SONDAGE

N°01

LOG DE SONDAGE

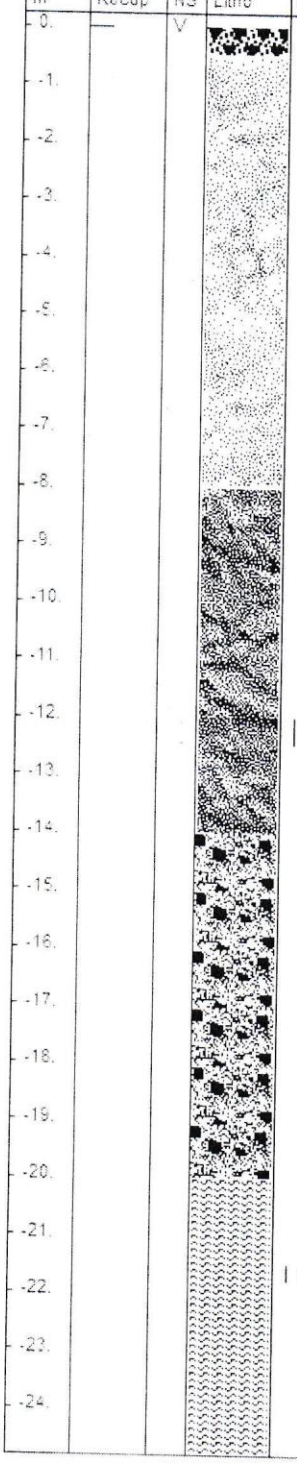
Projet sondages carottes et sondage pressiometrique

No

Localisation amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Profondeur 25

X= Y= Z= Date 09/09/2019



Description des couches
b.b+tout venant
sable
sable limoneux
sable contenant des galets
marne grisatre










9.5M

SONDAGE N°02

LOG DE SONDAGE 3

Projet sondages carottes et sondage pressiometrique

No N°02

Localisation amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Profondeur 15

X= Y= Z= Date 18/08/2019

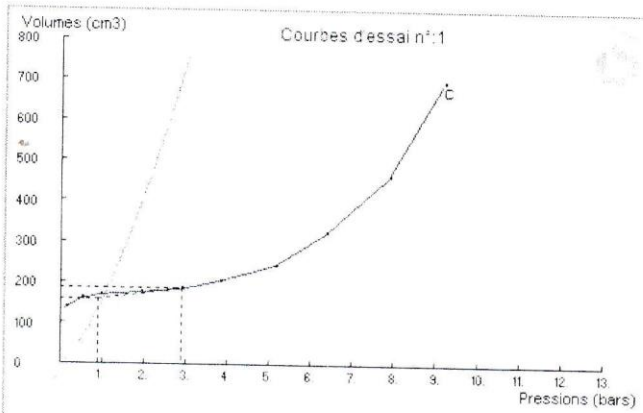
m	Recup	NS	Litho	Echt	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.	—	V							hh+béton sable contenant graviers et galets
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									sable
-13.									
-14.									
-15.									







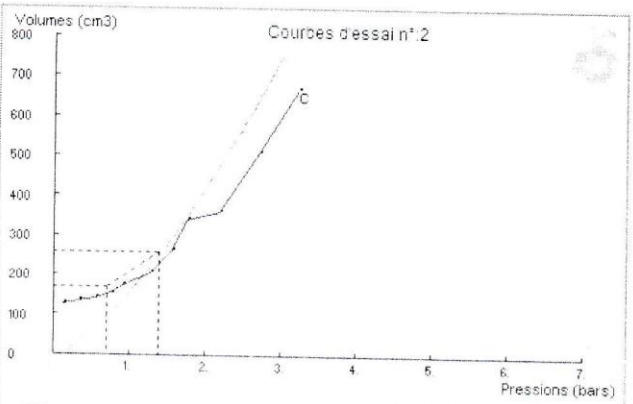
COURBES PRESSIOMETRIQUES



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 1 m
Vo=155.87 Po= 91
Vf=187.12 Pf=2.91

Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

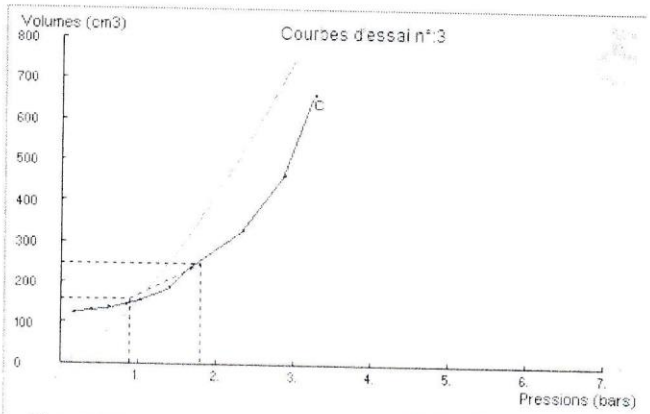
E=120.26 bars
PL=9.33 bars
E/PL=12.89 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 2 m
Vo=168.87 Po= 7
Vf=256.03 Pf=1.4

Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

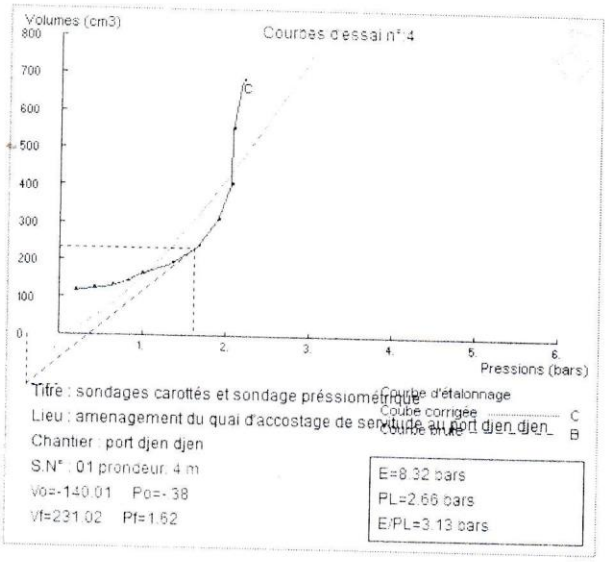
E=15.97 bars
PL=3.5 bars
E/PL=4.56 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 3 m
Vo=156.24 Po= 9
Vf=245.79 Pf=1.8

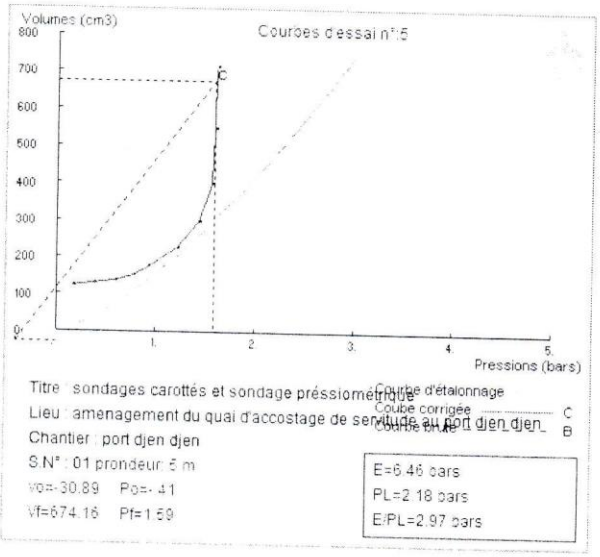
Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

E=19.68 bars
PL=3.63 bars
E/PL=5.42 bars



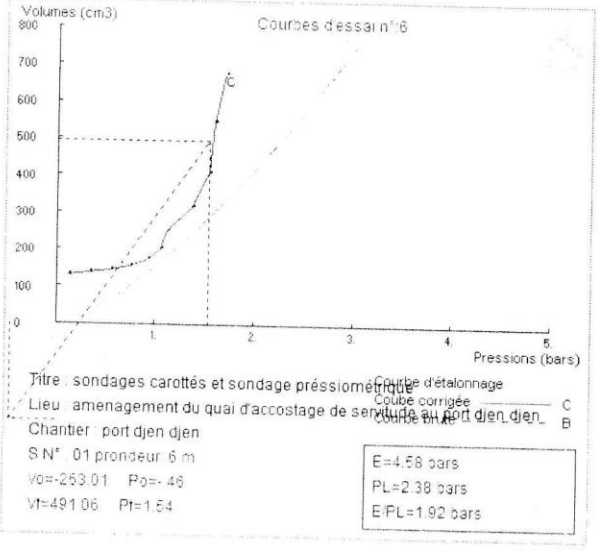
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 4 m
Vo=-140.01 Po=-.38
Vf=231.02 Pf=1.62

E=8.32 bars
PL=2.66 bars
E/PL=3.13 bars



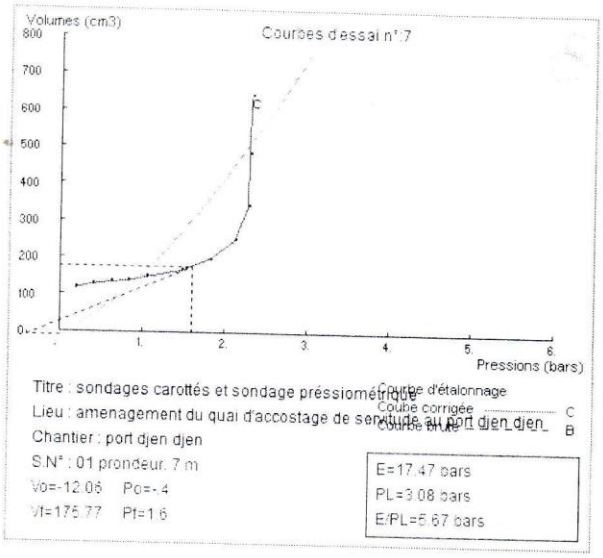
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 5 m
Vo=-30.89 Po=-.41
Vf=674.16 Pf=1.59

E=6.46 bars
PL=2.18 bars
E/PL=2.97 bars



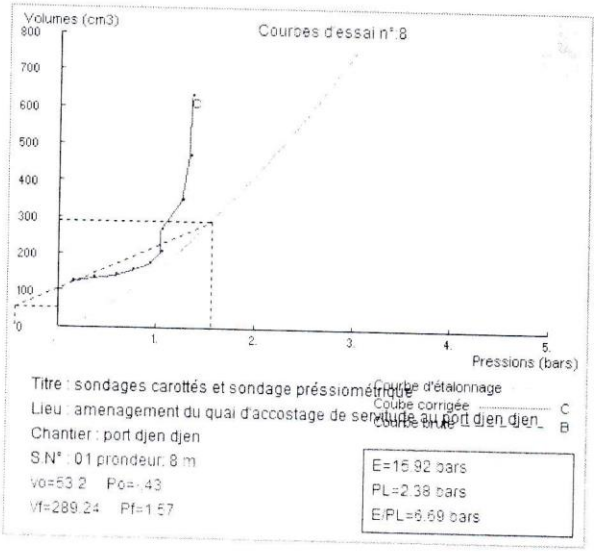
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 6 m
Vo=-253.01 Po=-.46
Vf=491.06 Pf=1.54

E=4.58 bars
PL=2.38 bars
E/PL=1.92 bars



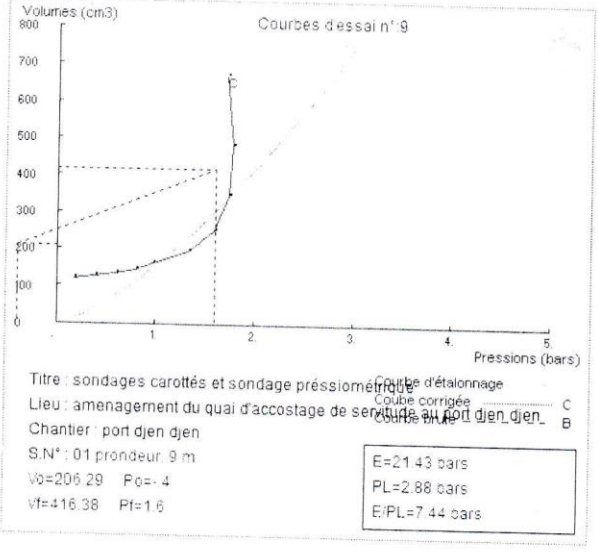
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 7 m
Vo=-12.06 Po=-.4
Vf=175.77 Pf=1.6

E=17.47 bars
PL=3.08 bars
E/PL=5.67 bars



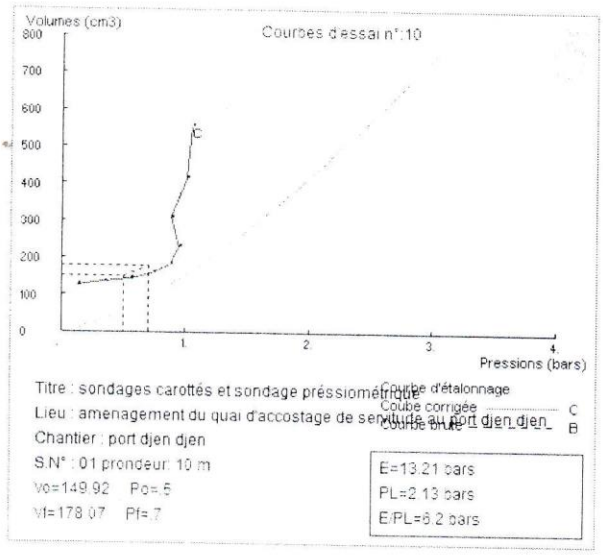
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 8 m
Vo=53.2 Po=-.43
Vf=289.24 Pf=1.57

E=15.92 bars
PL=2.38 bars
E/PL=6.69 bars



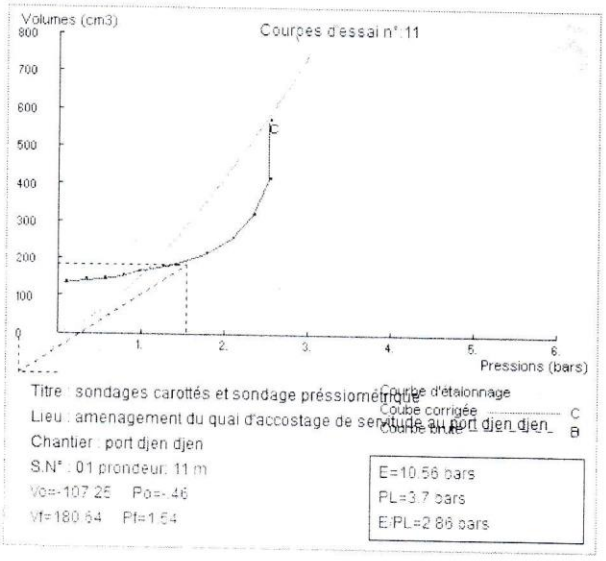
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 9 m
Vo=206.29 Po=-.4
Vf=416.38 Pf=1.6

E=21.43 bars
PL=2.88 bars
E/PL=7.44 bars



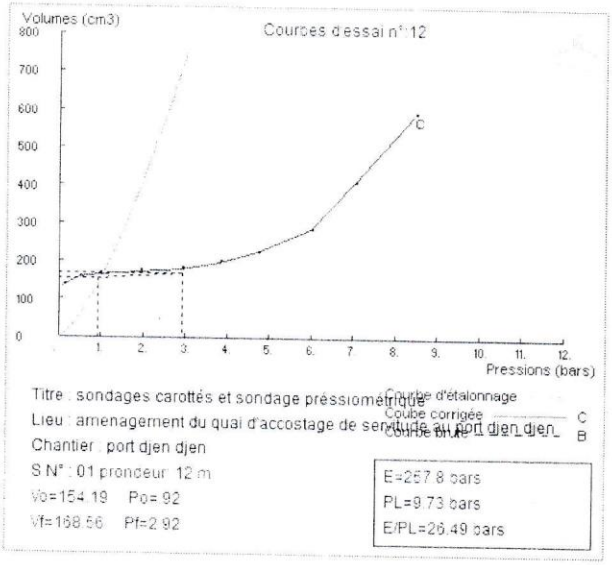
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 10 m
Vo=149.92 Po=.5
Vf=178.07 Pf=.7

E=13.21 bars
PL=2.13 bars
E/PL=6.2 bars



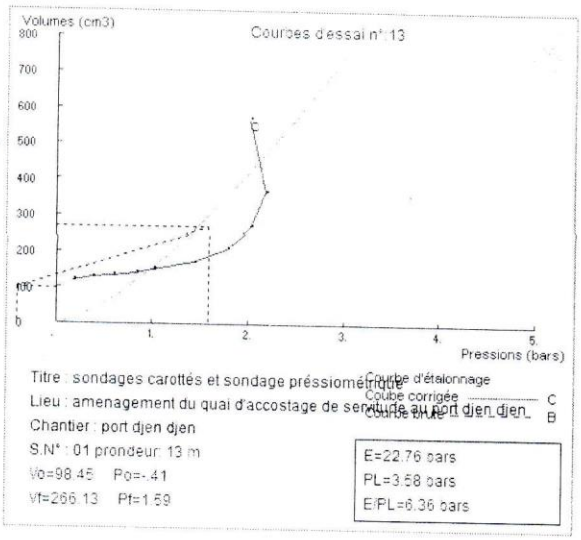
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 11 m
Vo=-107.25 Po=-.46
Vf=180.64 Pf=1.54

E=10.56 bars
PL=3.7 bars
E/PL=2.86 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 12 m
Vo=154.19 Po=.92
Vf=168.56 Pf=2.92

E=257.8 bars
PL=9.73 bars
E/PL=26.49 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique

Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Chantier : port djen djen

S.N° : 01 prondeur: 13 m

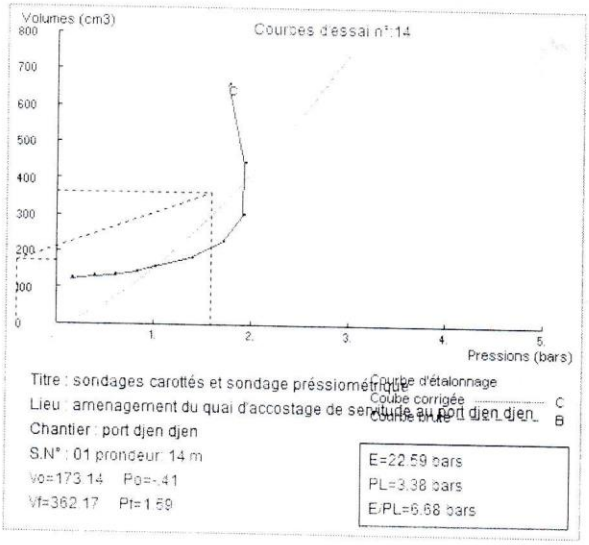
Vo=98.45 Po=-.41

Vf=266.13 Pf=1.59

E=22.76 bars

PL=3.58 bars

E/PL=6.36 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique

Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Chantier : port djen djen

S.N° : 01 prondeur: 14 m

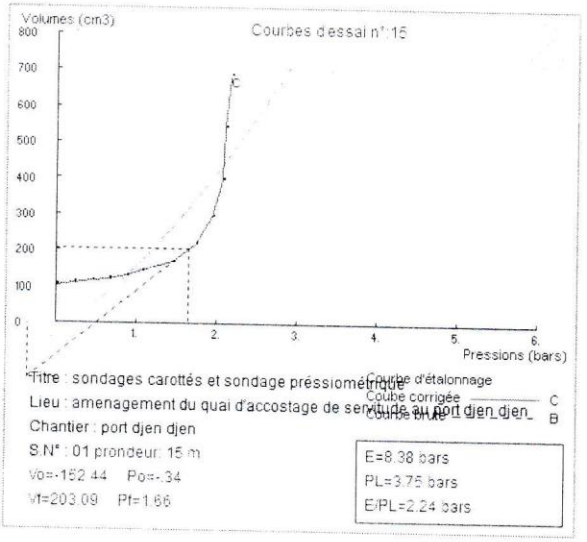
Vo=173.14 Po=-.41

Vf=362.17 Pf=1.59

E=22.59 bars

PL=3.38 bars

E/PL=6.68 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique

Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Chantier : port djen djen

S.N° : 01 prondeur: 15 m

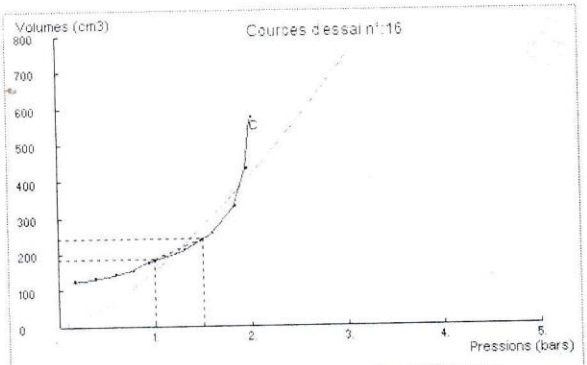
Vo=-152.44 Po=-.34

Vf=203.09 Pf=1.66

E=8.38 bars

PL=3.75 bars

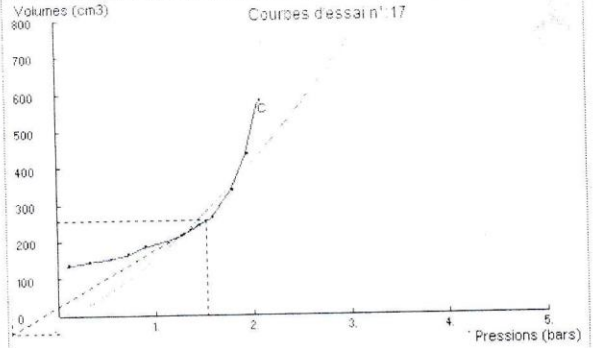
E/PL=2.24 bars



Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 16 m
Vo=186.58 Po=1.0
Vf=243.62 Pf=1.5

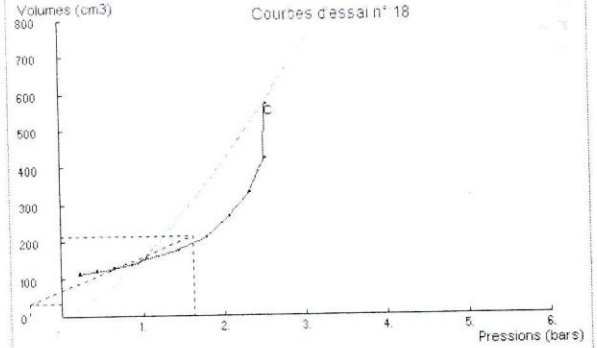
E=17.49 bars
PL=3.68 bars
E/PL=4.75 bars



Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 17 m
Vo=-46.5 Po=-.48
Vf=256.97 Pf=1.52

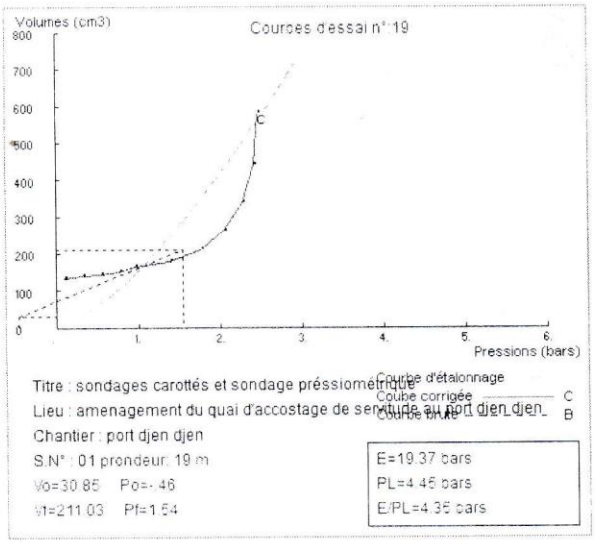
E=11.22 bars
PL=3.84 bars
E/PL=2.92 bars

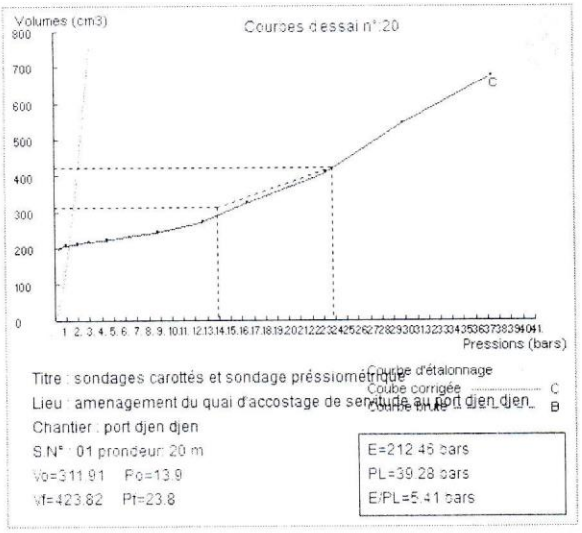


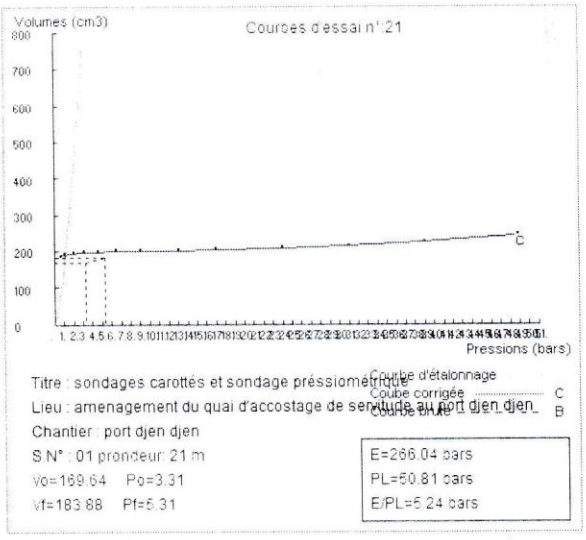
Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Courbe brute B

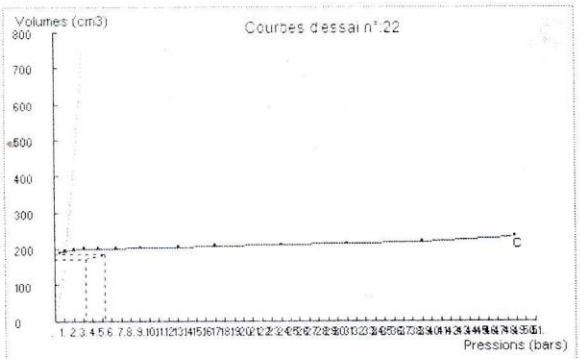
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 18 m
Vo=35.32 Po=-.37
Vf=213.54 Pf=1.63

E=19.69 bars
PL=4.58 bars
E/PL=4.3 bars


Volumes (cm3)
Courbes d'essai n°:19
800
700
600
500
400
300
200
100
0
C
1.
2.
3.
4.
5.
6.
Pressions (bars)
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 19 m
Vo=30.85 Po=-.46
Vf=211.03 Pf=1.54
Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Coube brute B
E=19.37 bars
PL=4.46 bars
E/PL=4.35 bars

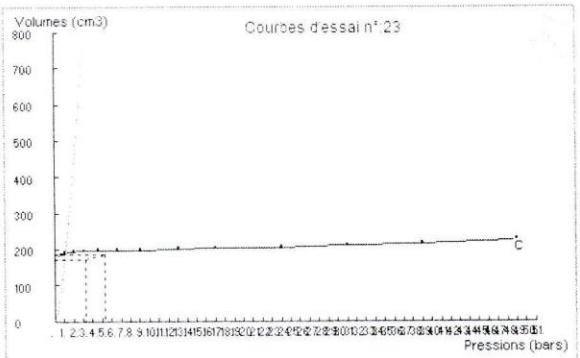

Volumes (cm3)
Courbes d'essai n°:20
800
700
600
500
400
300
200
100
0
C
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41.
Pressions (bars)
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 20 m
Vo=311.91 Po=13.9
Vf=423.82 Pf=23.8
Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Coube brute B
E=212.46 bars
PL=39.28 bars
E/PL=5.41 bars


Volumes (cm3)
Courbes d'essai n°:21
800
700
600
500
400
300
200
100
0
C
Pressions (bars)
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 21 m
Vo=169.64 Po=3.31
Vf=183.88 Pf=5.31
Courbe d'étalonnage
Coube corrigée C
Coube brute B
E=266.04 bars
PL=50.81 bars
E/PL=5.24 bars



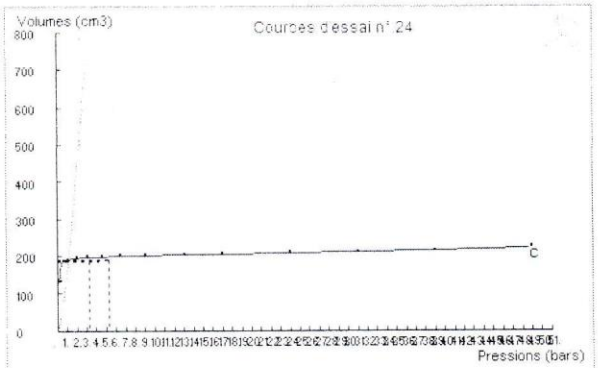
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 22 m
Vo=171.55 Po=3.3
Vf=185.43 Pf=5.3

E=273.36 bars
PL=50.95 bars
E/PL=5.37 bars



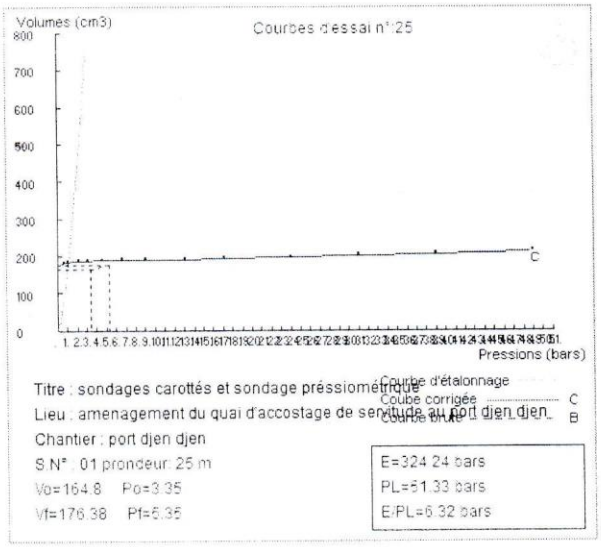
Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 23 m
Vo=171.37 Po=3.32
Vf=185.13 Pf=5.32

E=275.69 bars
PL=51.08 bars
E/PL=5.4 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique
Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen
Chantier : port djen djen
S.N° : 01 prondeur: 24 m
Vo=186.29 Po=3.31
Vf=188.01 Pf=5.31

E=1412.7 bars
PL=51.38 bars
E/PL=27.5 bars



Titre : sondages carottés et sondage préssiométrique

Lieu : amenagement du quai d'accostage de servitude au port djen djen

Chantier : port djen djen

S.N° : 01 prondeur: 25 m

Vo=164.8 Po=3.35

Vf=176.38 Pf=5.35

E=324.24 bars

PL=51.33 bars

E/PL=6.32 bars

➢ SONDAGE (01)

- *0.00/0.10m : béton bitumineux*
- *0.10/0.50m : tout venant.*
- *0.50/08.00m : sables.*
- *08.00/14.00m : sables limoneux.*
- *14.00 /20.00m : sables contenant des galets.*
- *20.00/25.00m : marne grise.*

N°	profondeur (m)	nature lithologique	W_n	γD	γH	Sr	Essais de laboratoire																				
							analyse granulométrique								limites d'atterberg			compression a l'oedometre			cisaillement rectiligne directe		essai de cisaillement au triaxial		Compression Rc (Mpa)
							20mm	2 mm	80 µ	60 µ	2 µ	D10	D50	D60	W_L %	W_P %	I_P %	P_C	C_T	C_G	C_{uu} (bar)	φ_{uu}	C_{uu} (bar)	φ_{uu}	
Sondage 01	12.0/12.5	*sables limoneux*	-	1.78	-	-	100	94	10	-	-	0.08	0.315	0.45	Non mesurable			Non mesurable			-	-	-	-	-
	21.5/21 8	Marne grise	23.2	1.66	2.05	100	100	100	95	82	30	-	-	-	40	24.3	15.7	2.18	0.116	0.054	0.218	11	1.11	0.0	32.6

Avec :

- (w_n) % : teneur en eau naturelle
- (γd) t/m^3 masse volumique apparente
- (γh) t/m^3 masse volumique humide
- (sr) % : degré de saturation
- Pc (bar) : contrainte de consolidation.
- Cc : coefficient de compression.
- Cg : coefficient de gonflement.
- W_L % : limite de liquidité
- W_P % : limite de plasticité
- I_P % : indice de plasticité
- C_{uu} (bar) : cohésion non drainée non consolidée
- φ_{uu} : angle de frottement non drainée non consolidée

Annexes 2 :
Note de calcul de stabilité du quai -5m

Note de calcul :

1. Stabilité quai à -5m :

La présente note technique expose les résultats de la vérification de la stabilité du quai d'accostage à -5m au niveau du port de servitude au port de Djendjen.

1.1 Données physiques

Marnage de 0.30m (Jijel).

Poids volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1.025\ t/m^3$

1.2 Surcharges d'exploitation

On suppose une surcharge de 2T/m²

1.3 Calcul au séisme

Séisme d'accélération horizontale : a= 0.20 ×g Zone II-a (RPA, version 2003).

1.4 Caractéristiques du remblai, de l'assise en enrochements et du sol de fondation

- Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements

Poids volumique $\gamma_d = 1.8\ t/m^3$

Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1\ t/m^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 37°$

Cohésion $C = 0t/m^2$

- Assise en enrochements

Poids volumique $\gamma_d = 1.8\ t/m^3$

Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1\ t/m^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 38°$

Cohésion $C = 0t/m^2$

- Matériaux

Acier : Type FeE400

- Béton non armé

Poids volumique $\gamma_b = 2.4\ t/m^3$

Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.4\ t/m^3$

- Béton armé

Poids volumique $\gamma_b = 2.5\ t/m^3$

Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.5\ t/m^3$

1.5 Charges et combinaisons de charges

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Poids propre du quai
- Poussée des terres
- Poussée hydrostatique du marnage ou poussée hydrodynamique (selon la combinaison de charge)
- Poussée due aux surcharges

Combinaison de charges

- Combinaison de l'état statique : $\sum g_i + 1.5 \sum P_i$
- Combinaison de l'état dynamique : $\sum g_i + P_i + SI$

Avec SI : Effort sismique :

Accélération horizontale K_h= 0.2 g

Accélération verticale K_v= ± 0.3 Kh = ± 0.06 g

1.5.1 Stabilité du quai

Coefficient	Cas statique G+1.5P	Cas dynamique G+P+SI
Au Renversement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Glissement	≥ 1.5	≥ 1.1

1.5.2 Capacité portante du sol de fondation

	Cas statique G+1.5P	**Cas dynamique G+P+SI**
Coefficient	3	2

2.1 Calcul des efforts

Pour le calcul des coefficients de poussées on utilise la formule de **MONONOBÉ OKABÉ** :

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

Avec :

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

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

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

β : Angle du terre-plein avec l'horizontale

$\theta = Arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$ avec : K_h : Accélération horizontale ($K_h = 0.20$)

K_V : Accélération sismique verticale $K_V = \pm 0.3\ Kh$

Pour un frottement Sol/Mur $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67°$

Cas statique :

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 0$.

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 0$.

Cas dynamique :

Séisme ascendant :

$$\theta = Arctg\left(\frac{0.20}{1-0.06}\right) = 12.011°$$

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 12.011°$.

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 12.011°$.

Séisme descendant :

$$\theta = Arctg\left(\frac{0.20}{1+0.06}\right) = 10.685°$$

Ecran vertical (K_{a1}) :

Pour un frottement Sol-Sol $\delta = \varphi = 37°$ et $\beta = \lambda = \theta = 10.685°$

Ecran vertical (K_{a2}) :

Pour un frottement mur-Sol $\varphi = 37°$; $\delta = 2/3\ \varphi = 24.67°$ et $\beta = \lambda = \theta = 10.685°$.

	Frottement Sol-sol	Frottement Mur-sol
	K_{a1}	**K_{a2}**
Cas statique	**0.2331**	**0.2257**
Cas dynamique		
Séisme ascendant	**0.4011**	**0.3707**
Séisme descendant	**0.3767**	**0.3503**

2.2 Poussées des terres

La pression exercée par les terres sur un écran est donnée par la formule : $P_1 = \gamma_i$ hi Kai

Hi : Hauteur de la couche des terres

γi : Poids volumique

Kai : Coefficient de poussée

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

2.3 Poussées dues à la surcharge d'éxploitation

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

Coefficient de poussée : $kq = \frac{K_a}{Cos(\beta - \lambda)}$

λ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale

β : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale

Dans notre cas λ = 0 et $\beta = 0$

La contrainte est : $\sigma_i = k_{qi} \times q$

La poussée est : $P_i = \sigma_i \times h_i$

2.4 Poussées hydrostatique du marnage

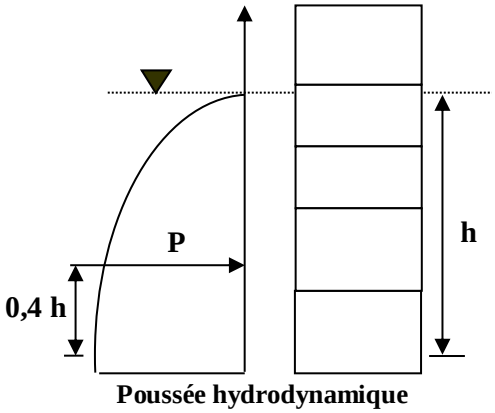
Le marnage au niveau du port de Jijel est de 30 cm (Soit e = 0,30 m)

h : La profondeur au pied du quai

La pression due au marnage est : $\sigma = e \times \gamma_w$

D'où la poussée due au marnage :

$P_1 = \frac{1}{2}\sigma.e$; $Y_{G1} = h + \frac{e}{3}$ $\quad P_2 = \sigma .h$; $Y_{G2} = \frac{h}{2}$



Poussée hydrodynamique

2.5 Poussées hydrostatique du marnage

Elle est donnée par la formule suivante : $P_h = 0{,}9917\ K_h\ \gamma_w\ h^2$

K_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale (Kh = 0.20g)

Poids volumique de l'eau de mer : γ_w = 1,025 t/m^3

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

h : La profondeur au pied du quai

2.6 Effort due 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)

K_h : Accélération sismique horizontale.

K_v : Accélération sismique verticale.

+ Kv : Séisme Descendant

- Kv : Séisme Ascendant

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

- Poussée des terres ;
- Surcharge uniforme

Est effectué en multiplions leurs efforts par $(1 \pm K_v)$.

3. Vérification de la stabilité globale du quai à -5m vis-à-vis du glissement et du renversement

Calcul du Poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,89	6,55	13,280	46,025
BLOC 3 Émergé	2,33	2,18	6,00	5,072	13,960
BLOC 3 Immergée	6,19	2,48	4,81	15,343	29,758
BLOC 2	8,50	3,08	2,75	26,170	23,366
BLOC 1	11,99	3,78	0,80	45,317	9,591
Poids des blocs	36,03	2,92	3,41	105,182	122,699

Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Bloc 1 humide	8,09	6,10	3,75	49,363	30,346
Bloc 1 sec	4,84	6,10	6,55	29,500	31,676
Bloc 2 humide	1,54	4,85	4,80	7,469	7,392
Bloc 2 sec	1,88	4,85	6,55	9,137	12,340
Couronnement	3,80	3,01	6,94	11,432	26,358

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Évidement 1	2,39	2,50	1,10	5,977	2,630
Évidement 2	4,16	2,50	2,75	10,395	11,435
Évidement 3imm	3,96	2,50	4,80	9,900	19,008
Évidement 3emm	0,97	2,50	5,95	2,430	5,783
Poids du remblai	24,46	3,64	4,60	89,007	112,585
Poids Total du mur	67,66	3,56	3,99	240,79	0,00

Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1	2,03 ka1	1,22 Ka1	1,62 Ka1	7,00	6,29	8,55 Ka1	10,20 Ka1
E2	34,16 ka1	20,56 Ka1	27,28 Ka1	7,00	2,28	143,91 Ka1	62,20 Ka1

CAS STATIQUE						
E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**	**E_V (t/m)**
5,08	6,74	7,00	2,50	35,53	16,87	5,08

CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	8,74	11,59	7,00	2,50	61,15	29,04
Séisme Descendant	8,20	10,89	7,00	2,50	57,43	27,27

Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m

EFFORTS		**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1	14,600 Ka1	8,79 Ka1	11,66 Ka1	7	3,65	61,51 Ka1	42,56 Ka1

CAS STATIQUE					
E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
2,05	2,72	7,00	3,65	14,34	9,92

CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	3,52	4,68	7,00	3,65	24,67	17,07
Séisme Descendant	3,31	4,39	7,00	3,65	23,17	16,03

Poussées hydrostatiques de marnage

h 5,80 m			e = 0,30 m		
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	5,90	0,00	0,27
P2	1,784	0,00	2,90	0,00	5,17
Somme	1,83	0,00	2,98	0,00	5,44

Poussée hydrodynamique

1,025 T/m3		h = 5,80 m		Kh = 0,2 g	
EFFORTS	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Poussée	6,84	0,00	2,32	0,00	15,87

Poussée d'amarrage

EFFORTS	P (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Effort	0,00	2,50	0,00	7,60	0,00	19,00

Calcul des facteurs de sécurité F_R et F_G

- **Cas statique**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…g1	67,66	0,00	3,56	3,99	240,79	0,00
Poussée des terres…g2	5,08	6,74	7,00	2,50	35,53	16,87
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	1,83	0,00	2,98	0,00	5,44
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2) …q1	2,05	2,72	7,00	3,65	14,34	9,92
Amarrage bollard 30 T	0,00	2,50	0,00	7,60	0,00	19,00
G = g1 + g2 + g3	72,73	8,57			276,32	22,32
Q1 = q1	2,05	2,72			14,34	9,92
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	75,80	15,14			297,82	56,20

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + 1.5 Q1+Amarrage	**5.30**	**1,50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G +1.5 Q1+Amarrage	**3.77**	1,50

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique

- **Séisme ascendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	Séisme Ascendant					
Poids propre du mur …g1	63,60	0,00	3,56	3,99	226,34	0,00
Séisme …...SI	0,00	13,53	0,00	3,99	0,00	53,93
Poussée des terres …g2	8,21	10,90	7,00	2,50	57,48	27,30
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	6,84	0,00	2,32	0,00	15,87
Charges d'exploitations	Séisme Ascendant					
Surcharges ……...q1	3,31	4,40	7,00	3,65	23,19	16,05
Amarrage bollard 30 T	0,00	2,50	0,00	7,60	0,00	19,00
G = g1 + g2 + g3	71,81	17,74			283,82	43,16
Q1 = q1	3,31	4,40			23,19	16,05
Combinaison	Séisme Ascendant					
G + Q1 + SI + Amarrage	**75,12**	**38,16**			**307,01**	**132,14**

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	2.32	1,10

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1,48	1,10

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant

- **Séisme descendant**

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	Séisme Descendant					
Poids propre du mur ….g1	71,72	0,00	3,56	3,99	255,23	0,00
Séisme …SI	0,00	13,53	0,00	3,99	0,00	53,93
Poussée des terres …g2	8,70	11,54	7,00	2,50	60,88	28,91
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	6,84	0,00	2,32	0,00	15,87
Charges d'exploitations	Séisme Descendant					
Surcharges ……...q1	3,51	4,66	7,00	3,65	24,56	16,99
Amarrage bollard 30 T	0,00	2,50	0,00	7,60	0,00	19,00
G = g1 + g2 + g3	80,41	18,38			316,11	44,78
Q1 = q1	3,51	4,66			24,56	16,99
Combinaison G + Qi :	Séisme Descendant					
G + Q1 + SI + Amarrage	**83,92**	**39,07**			**340,67**	**134,70**

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	2,53	1,10

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1.62	1,10

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

4. Vérification de la portance du sol de fondation

- **Etat statique :**

	E_V (t/m)	E_H (t/m)	M_S (tm/ml)	M_R (tm/ml)
G+1,5Q1	75.80	15.14	297.82	56.20

$\sigma_v stat = 6\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	Formule	Résultat
		$\sum gi$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_s - M_r}{E_v})$	3.19
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	5.63
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	$\delta = Arctg(\frac{E_h}{E_v})$	0.20
	$\sigma_v = E_v$	13.48
	$\overline{\sigma_{assise}}$	49.26
FS	$F_s = \frac{\overline{\sigma_{assise}}}{\sigma_v}$	3,66 > 3.00

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1-\frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1-\frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 24.97 bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars$.

Désignation	Formule	Résultats
		$\sum gi$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1}$	7.08
W poids de l'assise en enrochements	W	6.99
Ev1 effort vertical	E_{v1}	82.79
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	$\sigma_1 = \frac{E_{v1}}{}$	11.69

Fs	F_s _ σ_{sol}	21.35 > 3.00

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état statique.

- **Etat dynamique :**
  Séisme ascendant :

	E_V (t/m)	**E_H (t/m)**	**M_S (tm/ml)**	**M_R (tm/ml)**
G+1,5Q1	75.12	38.16	307.01	132.14

$\sigma_v dyn6 \times 1.5\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	**Formule**	**Résultat** $\sum gi + q$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_s - M_r}{E_v})$	2,33
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	4.66
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	δ _ $Arctg(\frac{E_h}{\ })$	0,47
	σ_v E_v	16.14
	$\overline{\sigma_{assise}}$	56.24
FS	F_s _ $\overline{\sigma_{assise}}$	3.49 > 2.00

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 11.66\ bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars.$

Désignation	**Formule**	**Résultats** $\sum gi + q$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1}$ _	6.11
W poids de l'assise en enrochements	W	5.92
Ev1 effort vertical	E_{v1}	81.04
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	σ_1 _ E_{v1}	13.26
Fs	F_s _ σ_{sol}	13.19 > 2.00

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état dynamique cas d'un séisme ascendant.

Séisme descendant :

	E_V (t/m)	E_H (t/m)	M_S (tm/ml)	M_R (tm/ml)
G+1,5Q1	83.92	39.07	340.67	134.70

$\sigma_v dyn6 \times 1.5\ bars$ (Couche d'enrochements)

Désignation	Formule	Résultat
		$\sum gi + q$
e/O (excentricité par rapport à O) (Extrémité de la semelle coté bassin)	$e/O = (\frac{M_s - M_r}{E_v})$	2.45
largeur réduite de la semelle	$\bar{B}$	4.91
δ angle d'inclinaison de résultante verticale (rad)	δ $-\ Arctg\left(\frac{E_h}{}\right)$	0,44
	σ_v E_v	17.10
	$\overline{\sigma_{assise}}$	58.21
FS	F_s $-\ \overline{\sigma_{assise}}$	3.40 >2.00

L'assise en enrochements est stable vis-à-vis du poinçonnement.

$\sigma_{sol} stat = q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma'.B'.N_\gamma\left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + \left(C.N_c + \gamma'.D.N_q\right).\left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 12.86\ bars.$

Avec $= 36°$, $N_\gamma = 56.60$, $N_q = 37.80$ et $C = 0.367\ bars.$

Désignation	Formule	Résultats
		$\sum gi + q$
$\bar{B}$ Largeur de la base de l'assise en enrochements	$\overline{B_1}$ _	6.36
W poids de l'assise en enrochements	W	6.20
Ev1 effort vertical	E_{v1}	90.12
σ_1 Contrainte diminuée avec la couche en enrochements	σ_1 $-\ \underline{E_{v1}}$	14.16
Fs	F_s $-\ \underline{\sigma_{sol}}$	13.62 > 2.00

La stabilité du sol de fondation est vérifiée à l'état dynamique cas d'un séisme descendant.

5. Vérification de la stabilité partielle du quai à -5m vis-à-vis du glissement et du renversement :

5.1 Couronnements + bloc 03

Calcul du poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,39	2,75	9,767	19,323
BLOC 3 Emergé	2,33	1,68	2,20	3,909	5,119
BLOC 3 Immergée	6,19	1,98	1,01	12,250	6,249
Poids des blocs	15,54	1,67	1,97	25,925	30,691
Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
couronnement	3,80	2,51	3,14	9,533	11,926
Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Evidement 3imm	3,96	2,00	1,00	7,92	3,96
Evidement 3emm	0,97	2,00	2,15	1,94	2,09
Poids du remblai	8,73	2,22	2,06	19,40	17,98
Poids Total du mur	**24,27**	**1,87**	**2,01**	**45,32**	**0,00**

Calcul des poussées des terres

EFFORTS		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
E1	2,025 ka2	0,85 ka2	1,84 ka2	4,00	2,50	3,38 Ka2	4,60 Ka2
E2	7,600 ka2	3,17 ka2	6,91 ka2	4,00	0,90	12,69 Ka2	6,22 Ka2
CAS STATIQUE		**E_V (t/m)**	**E_H (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
		0,91	1,97	4,00	1,24	3,63	2,44
CAS DYNAMIQUE							
Séisme Ascendant		1,49	3,24	4,00	1,24	5,96	4,01
Séisme Descendant		1,41	3,06	4,00	1,24	5,63	3,79

Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m² sur

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
E1 7,000 Ka2	2,92 Ka2	6,36 Ka2	4	1,75	11,69 Ka2	11,13 Ka2
CAS STATIQUE	0,66	1,44	4,00	1,75	2,64	2,51
CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	1,08	2,36	4,00	1,75	4,33	4,13
Séisme Descendant	1,02	2,23	4,00	1,75	4,09	3,90

Poussées hydrostatiques de marnage

h =2.00 m			**e = 0,30 m**		
EFFORTS	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
P1	0,046	0,00	2,10	0,00	0,10
P2	0,615	0,00	1,00	0,00	0,62
Somme	0,66	0,00	1,08	0,00	0,71

Poussées hydrodynamique

EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
Poussée	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65

Poussées d'amarrage

EFFORTS						
Effort	0,00	2,50	0,00	3,80	0,00	9,50

Calcul des facteurs de sécurité Fr et Fg

Combinaison d'actions
Cas statique :

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…….g1	24,27	0,00	1,87	2,01	45,32	0,00
Poussée des terres….g2	0,91	1,97	4,00	1,24	3,63	2,44
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	0,66	0,00	1,08	0,00	0,71
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2)…….q1	0,66	1,44	4,00	1,75	2,64	2,51
amarrage bollard 50 T		2,50	0,00	3,80		9,50
G = g1 + g2 + g3	25,18	2,64			48,95	3,15

Q1 = q1	0,66	1,44			2,64	2,51
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	**26,17**	**7,29**			**52,90**	**16,42**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**3.22**	**1.50**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**2.71**	**1.50**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique

Cas séisme ascendant :

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Ascendant**					
Poids propre du mur ….g1	22,81	0,00	1,87	2,01	42,60	0,00
Séisme ……SI	0,00	4,85	0,00	2,01	0,00	9,73
Poussée des terres …….g2	1,40	3,05	4,00	1,24	5,60	3,77
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65
Charges d'exploitations	**Séisme Ascendant**					
Surcharges ……..q1	1,02	2,22	4,00	1,75	4,07	3,88
amarrage bollard 50 T	0,00	2,50	0,00	3,80	0,00	9,50
G = g1 + g2 + g3	24,21	3,86			48,20	4,42
Q1 = q1	1,02	2,22			4,07	3,88
Combinaison	**Séisme Ascendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**25,23**	**13,43**			**52,27**	**27,52**

Stabilité au renversement		
	Fr	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**1.90**	**1,10**

Stabilité au glissement		
	Fg	**Coeff**
G + 1.5 Q1 +Amarrage	**1.42**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant.

Cas séisme descendant

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur …….g1	25,73	0,00	1,87	2,01	48,04	0,00
Séisme ….SI	0,00	4,85	0,00	2,01	0,00	9,73
Poussée des terres …….g2	1,49	3,25	4,00	1,24	5,97	4,02
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	0,81	0,00	0,80	0,00	0,65
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……..q1	1,08	2,36	4,00	1,75	4,34	4,13
amarrage bollard 50 T	0,00	2,50	0,00	3,80	0,00	9,50
G = g1 + g2 + g3	27,22	4,06			54,01	4,67

Q1 = q1	1,08	2,36			4,34	4,13
Combinaison	Séisme Descendant					
G + Q1 + SI+Amarrage	**28,30**	**13,78**			**58,35**	**28,03**

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	2,08	1,10

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1.55	1,10

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

5.2 Couronnements + bloc 03 + bloc 02

Calcul du poids total

Poids des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Couronnement	7,03	1,39	4,85	9,767	34,079
BLOC 3 Emergé	2,33	1,68	4,30	3,909	10,005
BLOC 3 Immergé	6,19	1,98	3,11	12,250	19,241
BLOC 2 Immergé	8,50	3,08	1,05	26,170	8,922
Poids des blocs	24,04	2,17	3,01	52,095	72,246
Poids du remblai au-dessus des blocs					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
2 hum	1,54	4,35	3,10	6,699	4,774
2 sec	1,88	4,35	4,85	8,195	9,137
couronnement	3,80	2,51	5,24	9,533	19,902
Poids du remblai dans les évidements					
EFFORTS	**P (t/m)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{Stab} (tm/ml)**	**M_{Renv} (tm/ml)**
Evidement 2	4,16	2,00	1,05	8,316	4,366
Evidement 3imm	3,96	2,00	3,10	7,920	12,276
Evidement 3emm	0,97	2,00	4,25	1,944	4,131
Poids du remblai	16,31	2,61	3,35	42,607	54,586
Poids Total du mur	**40,35**	**2,35**	**3,14**	**94,70**	**0,00**

Calcul des poussées des terres

EFFORTS		E_V (t/m)	E_H (t/m)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
E1	2,03 ka1	1,22 Ka1	1,62 Ka1	4,70	4,60	5,73 Ka1	7,44 Ka1
E2	20,31 ka1	12,22 Ka1	16,22 Ka1	4,70	1,73	57,45 Ka1	28,06 Ka1
CAS STATIQUE							

	3,13	4,16	4,70	1,99	14,72	8,27
CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	5,39	7,15	4,70	1,99	25,34	14,24
Séisme Descendant	5,06	6,72	4,70	1,99	23,80	13,37

-Calcul des poussées dues à la surcharge de 2t/m² sur

EFFORTS	**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
E1 11,200 Ka1	6,74 Ka1	8,94 Ka1	4,1	2,8	27,64 Ka1	25,05 Ka1
CAS STATIQUE	1,57	2,08	4,10	2,80	6,44	5,84
CAS DYNAMIQUE						
Séisme Ascendant	2,70	3,59	4,10	2,80	11,08	10,05
Séisme Descendant	2,54	3,37	4,10	2,80	10,41	9,43

Poussées hydrostatiques de marnage

	h =4.10 m		**e =**	**0,30 m**	
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
P1	0,046	0,00	4,20	0,00	0,19
P2	1,261	0,00	2,05	0,00	2,58
Somme	1,31	0,00	2,13	0,00	2,78

Poussée hydrodynamique

	1,025 T/m3	**h =**	**4.10 m**	**Kh =**	**0,2 g**
EFFORTS	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	M_{Stab} (tm/ml)	M_{Renv} (tm/ml)
Poussée	3,42	0,00	1,64	0,00	5,60

Poussée d'amarrage

EFFORTS	**P (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
Effort	0,00	2,50	0,00	5,90	0,00	14,75

Calcul des facteurs de sécurité F_R et F_G
Combinaison d'actions
Cas statique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes						
Poids propre du mur…....g1	40,35	0,00	2,35	3,14	94,70	0,00
Poussée des terres….g2	3,13	4,16	4,70	1,99	14,72	8,27
Poussée Hydrostatique...g3	0,00	1,31	0,00	2,13	0,00	2,78
Charges d'exploitations						
Surcharges (2T/m2)…….q1	1,57	2,08	4,10	2,80	6,44	5,84
amarrage bollard 30 T		2,50		5,90	0,00	14,75
G = g1 + g2 + g3	43,48	5,46			109,43	11,05
Q1 = q1	1,57	2,08			6,44	5,84
Combinaison						
G+1,5Q1+Amarrage	45,84	11,09			119,09	34,56

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + 1.5 Q1+Amarrage	3.45	1.50

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	3.11	1,50

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas statique.

Combinaison d'actions
Séisme ascendant

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	Séisme Ascendant					
Poids propre du mur ….g1	37,93	0,00	2,35	3,14	89,02	0,00
Séisme …...SI	0,00	8,07	0,00	3,14	0,00	25,37
Poussée des terres …….g2	5,07	6,73	4,70	1,99	23,82	13,38
Poussée Hydrodynamique…g3	0,00	3,42	0,00	1,64	0,00	5,60
Charges d'exploitations	Séisme Ascendant					
Surcharges ……...q1	2,54	3,37	4,10	2,80	10,42	9,44
amarrage bollard 30 T		2,50		5,90	0,00	14,75
G = g1 + g2 + g3	43,00	10,14			112,84	18,99
Q1 = q1	2,54	3,37			10,42	9,44
Combinaison	Séisme Ascendant					
G + Q1 + SI+Amarrage	45,54	24,08			123,26	68,55

Stabilité au renversement		
	Fr	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1.80	1.10

Stabilité au glissement		
	Fg	Coeff
G + Q1 + SI+Amarrage	1.42	1,10

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas ascendant.

Combinaison d'actions
Séisme descendant

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
Charges Permanentes	**Séisme Descendant**					
Poids propre du mur …….g1	42,77	0,00	2,35	3,14	100,38	0,00
Séisme ….SI	0,00	8,07	0,00	3,14	0,00	25,37
Poussée des terres …….g2	5,37	7,12	4,70	1,99	25,23	14,18
Poussée Hydrodynamique...g3	0,00	3,42	0,00	1,64	0,00	5,60
Charges d'exploitations	**Séisme Descendant**					
Surcharges ……...q1	2,69	3,57	4,10	2,80	11,03	10,00
amarrage bollard 30 T		2,50		5,90	0,00	14,75
G = g1 + g2 + g3	48,14	10,54			125,61	19,78
Q1 = q1	2,69	3,57			11,03	10,00
Combinaison	**Séisme Descendant**					
G + Q1 + SI+Amarrage	**50,83**	**24,68**			**136,65**	**69,90**

Stabilité au renversement				**Stabilité au glissement**		
	Fr	**Coeff**			**Fg**	**Coeff**
G + Q1 + SI+Amarrage	**1.95**	**1,10**		**G + Q1 + SI+Amarrage**	**1.55**	**1,10**

Conclusion : la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée pour le cas descendant.

6. Vérification de la stabilité vis-à-vis du grand glissement

La stabilité a été vérifiée par le logiciel Talren dans les deux cas statique et dynamique pour le quai a -7m qui représente le cas le plus défavorable.

Table 1 Caractéristiques du sol

NOM	γ(KN/m^3)	φ°	C(Kpa)
Béton	24	0.01	1000.0
TVC	18	37.0	0.0
Enrochements	18	37.0	0.0
Sable	18	36.0	5.50

Cas statique :

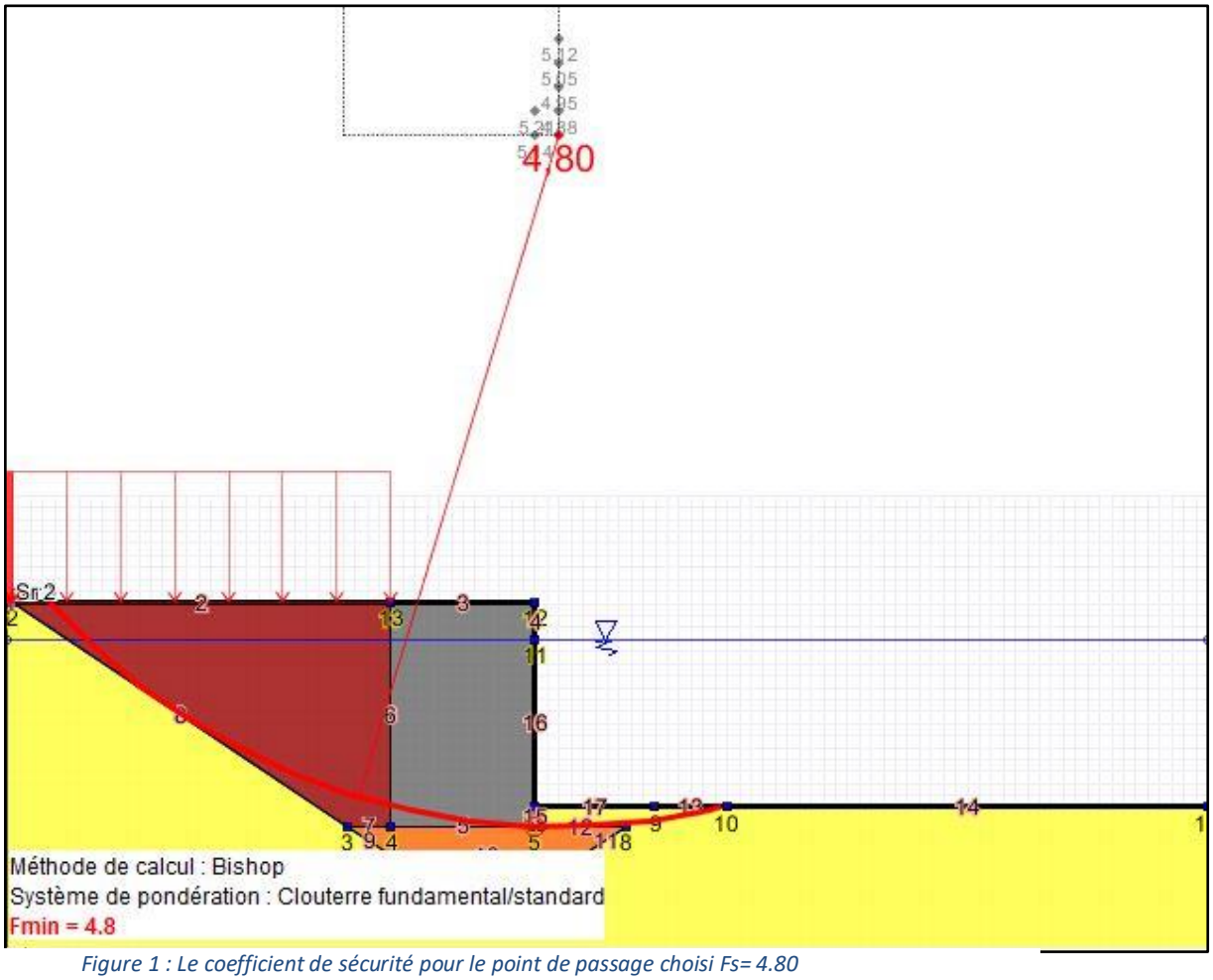


Figure 1 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 4.80

Cas dynamique :

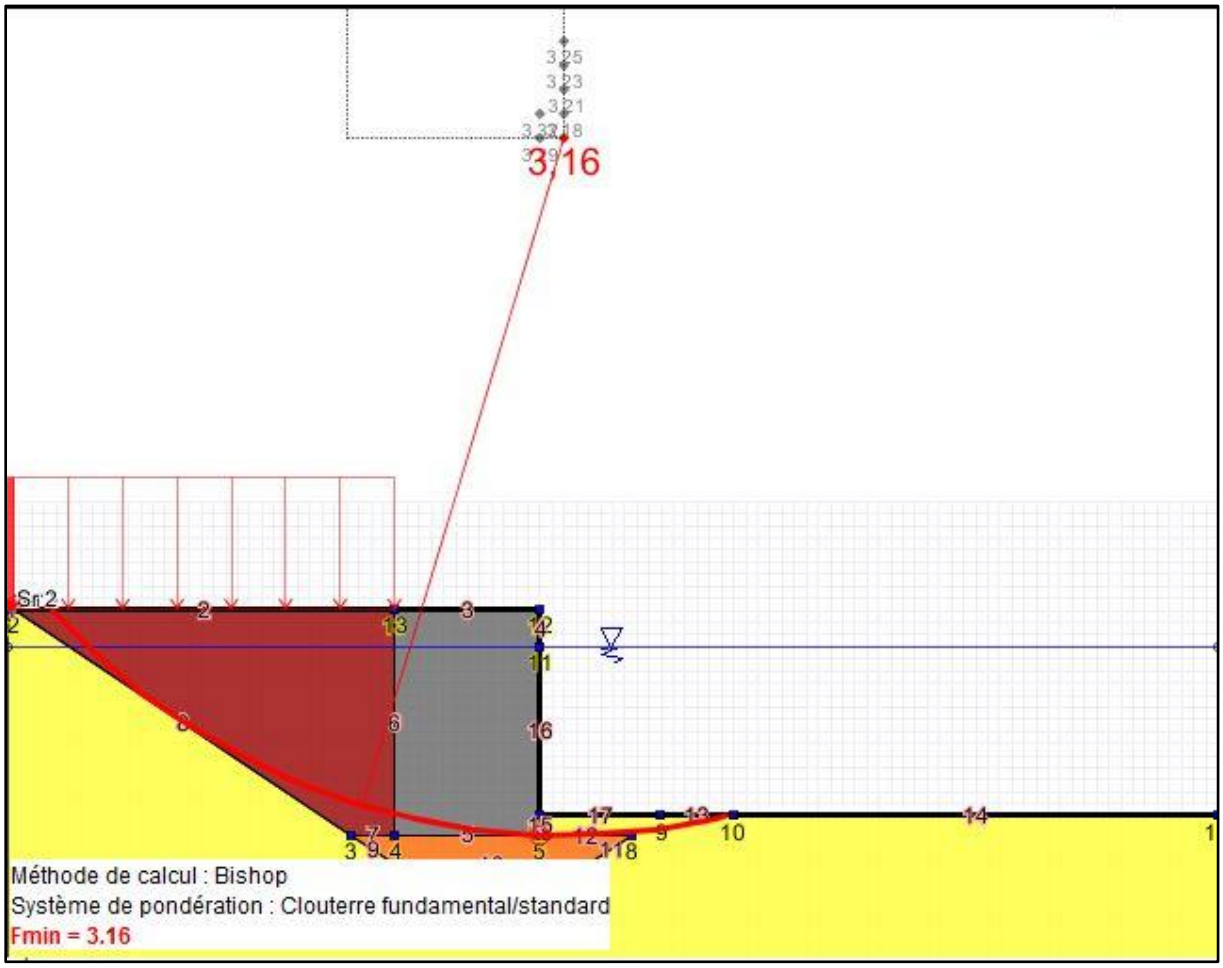


Figure 2 : Le coefficient de sécurité pour le point de passage choisi Fs= 3.16

7. Conclusion

Le quai à -5m est stable vis-à-vis du renversement du glissement et au poinçonnement.

Annexe 03 : Vérification des pieux via PIEUIS

IV.5 CALCUL DES PIEUX

IV.5.1 Vérification de la fiche du pieu par le programme PIEUIS

L'objet du programme PIEUIS est la détermination du moment de rupture pour un pieu soumis à un effort horizontal.

Hypothèses prise en compte

Le programme est bidimensionnel, les calculs sont effectués dans une section transversale du pieu et dans un repère général OXY

Hypothèses relatives au pieu

- Le pieu est supposé infiniment rigide
- Le pieu est vertical
- Le pieu est à inertie constante

Hypothèses relatives au sol

- Le sol est constitué de plusieurs couches horizontales
- Les nappes d'eau seront considérées dans un sol comme couches
- La longueur du pieu, le sol exerce une contrainte verticale $q = \gamma \times d$
- Le sol exerce une poussée $e = (qK_q + CK_c)B$

Force appliquée au pieu

- D'éventuelles surcharges P au niveau du sol en T/m²

Elément géométriques

- Le nombre de couches N
- Le nombre de tranches (divisions du pieu)
- La longueur ancrée du pieu « LON »
- L'ordonnée du point d'application de la force horizontale
- La largeur du pieu B
- La cote inferieure de toutes les couches

Les caractéristiques mécaniques du sol

Pour chaque couche I

- Le poids volumique y(I) en T/m3
- L'angle de frottement Q (I) en degré
- La cohésion C(I) en T/M3

La largeur du pieu B est la face sujette à l'effort horizontal

Le programme calcul à partir des données

- Le centre de rotation CENRO
- L'effort horizontal de rupture HR
- Le point ou l'effort tranchant est nul PN
- Le moment de rupture MR

La vérification de la fiche des pieux a été faite sur le programme PIEUIS selon les résultats de la compagne géotechnique du mois de septembre 2019 réalisée par LTP Est. Les couches à considérer et les caractéristiques du sol sont extraites de l'avenant N°01 au contrat N°008/2019 du 10/12/2019 qui s'est référé aux recommandations du laboratoire selon les études géotechniques effectues à proximité du projet. On a considéré :

- Nombre de Tranches 100
- Longueur Ancrée Du Pieu 15 M
- Ordonnée Du Point D'application 7 M
- Largeur Du Pieu 1 M
- Nombre De Couches 3

Couche	Nature du sol	Gamma (T/m^3)	Phi (Deg)	Cohésion (T/m^2)	Côte (m)
1	Sable limoneux	1.1	36.00	5.50	**-5.50**
2	Sable et galets	1.1	36.00	5.50	**-11.50**
3	**Marne grisâtre**	**1.1**	**0.10**	**11.00**	**-16.50**

Résultats de calcul

- ✓ Ordonnée Du Centre De Rotation.....15.68806 m
- ✓ Effort Horizontal De Rupture ..... 924.7966 T
- ✓ Ordonnée Du Point Ou L'effort Tranchant Est Nul.....4.156547 m
- ✓ Moment De Rupture 8845.197T.m

À la lumière des résultats trouvés, la chemise métallique (14.27mm d'épaisseur) a été rallongée du fait que le centre de rotation résultant est à -4m du fond marin à -7m, à cet effet la section critique à considérer est entre -9m et -13m (2xB tel que B : le diamètre du pieu).

La chemise métallique aura une longueur totale de 20m (de +0.40 m du NGA jusqu'à -19.60m), cette dernière a été rallongée pour être encrée dans le sol marneux et servira de coffrage perdu pour le bétonnage dans le sol sableux et offrira une résistance et une sécurité pour la structure.

Les caractéristiques du pieu

Diamètre du pieu	**1.066 m**
Epaisseur de la chemise métallique	**14.27 mm**
Cote d'arase	**+0.40 NGA**
Fiche	**20 m**
Fut	**22.40 m**
Ancrage	**3.50 m**

Tableau 1 : Caractéristiques du pieu

Détermination de la capacité portante des pieux

La capacité portante du pieu : (selon le fascicule 62 titre V)

$$\boldsymbol{Q_{lim} = Q_p + Q_f - Q'_f}$$

Tel que

- Q_p : $la\ charge\ limite\ en\ pointe$
- Q_f : $la\ charge\ limite\ de\ frottement$
- Q'_f $action\ parasite\ du\ frottement\ négatif\ sur\ le\ pieu$

Calcul de la charge limite de pointe (Q_p) :

$$Q_p = A \times k_p \times P^*_{le}$$

Tel que

- A : $la\ section\ de\ pointe$
  $A = \frac{\pi D^2}{4}$ D: $diametre\ du\ pieu$
- k_p : $facteur\ de\ portance$
- P^*_{le}: $pression\ limite\ nette\ équivalente$

$$P^*_{le} = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} P^*_l(z)\,dz$$

- $a = \frac{B}{2}\ si\ B > 1\text{m}$
- $a = 0.5\ si\ B < 1\text{m}$
- $b = \min(a, h)$
- h: $hauteur\ de\ l'élementde\ fondation\ dans\ la\ couche\ porteuse$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi\ (1.066)^2}{4} = 0.89\ cm^2$$

Le pieu sera mis en œuvre par Vibro-fonceur puis un forage via une benne de forage.

Classification du sol :

$$P_l\ \epsilon [4.86 - 4.87]\ Mpa$$

Tableau 12 – Valeurs du facteur de portance k_p [1]

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

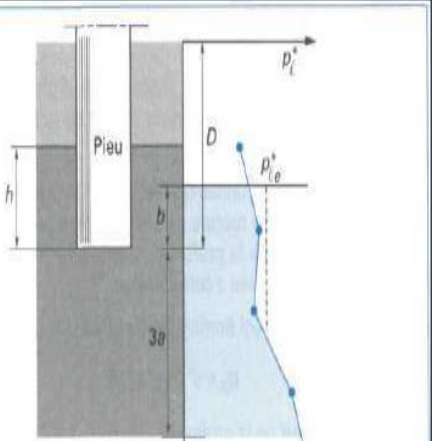


Figure 3 : Capacité portante d'un pieux

Marne compacte

- k_p : facteur de portance **k_p= 1.80**
- Valeurs des pressions limites nettes :

$Pl_e^* = \mathbf{4.88\ Mpa}$

$Q_p = 0.89 \times 1.8 \times 4.884 = 7{,}81MN$

$\boldsymbol{Q_p = 781\ T}$

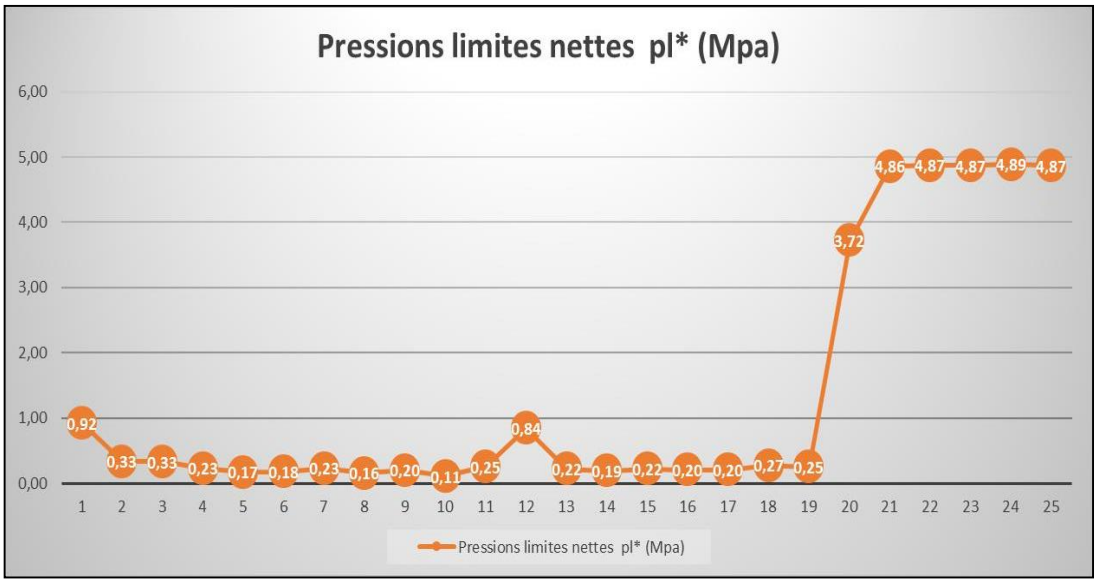


Figure 4 : Pressions limites nettes pl (Mpa)*

Calcul de la charge limite de frottement (Q_s) :

$$Q_s = \rho_s P h \int_0^h q_s(z)dz$$

- ρ_s: $coefficielnt\ minorateur$
- P: $périmetre\ su\ pieu$
- h: $hauteru\ ou\ s'exercele\ frottement\ latéral = hauteur\ du\ pieu\ dans\ le\ sol\ siminué$
- q_s: $frottement\ latéral\ unitaire\ limite\ determinés$ à $partir\ des\ expression\ et\ courbes$
- $P = 3.34m$
- $\rho_s = pour\ un\ tubulaire\ ouvert - sable = 1$

Classification du sol
La mise en œuvre du pieu (foré tubé – tube perdu) sable graves **classe A** donc **courbe Q1.**

$Q_s = 1 \times 3.34 \times 0.24 \times 11.5 = 9{,}23MN$ soit 923 **T**

$$\boxed{Q_s = \mathbf{923\ T}}$$

Profondeurs (m)	q_s
1,00	0,034
2,00	0,015
3,00	0,015
4,00	0,011
5,00	0,008
6,00	0,009
7,00	0,011
8,00	0,008
9,00	0,010
10,00	0,005
11,00	0,012
12,00	0,032
13,00	0,011
14,00	0,009
15,00	0,011
16,00	0,010
17,00	0,010
18,00	0,013
19,00	0,012

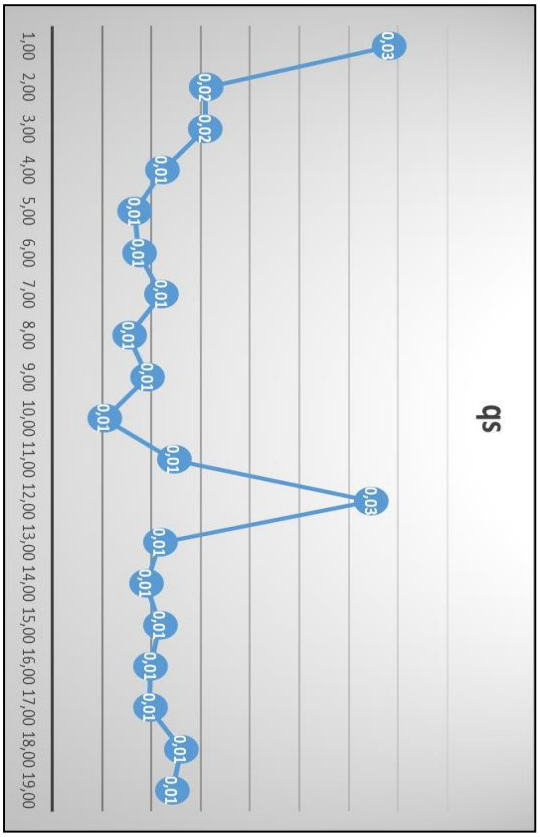


Figure 5 : Charge limite de frottement.

NB : l'action parasite du frottement négatif (Q'_f) sont négligés (sol peu compressible)

$$\boldsymbol{Q_{lim} = 781 + 923 = 1704\ T}$$

$$\boxed{\boldsymbol{Q_{adm} = \frac{781}{3} + \frac{923}{2} = 721{,}83\ T}}$$

Modélisation de la structure

Il a été considéré pour la modélisation de la structure en phase d'exploitation :

- Dalle d'épaisseur équivalente de 70 cm qui repose sur un chevêtre et pieux
- Le chevêtre : composé de poutre de section (1.37 x 0.50) cm et 5.87 m de longueur reposant sur des pieux de section circulaire de1.066m diamètre et d'une longueur encastré de 11.40 m

Les surcharges considérées

- Le poids propre est calculé automatiquement par le logiciel,
- Une surcharge de 2.50 T/m²
- Effort d'accostage et d'amarrage 300 KN
- Effort sismique (méthode spectral)

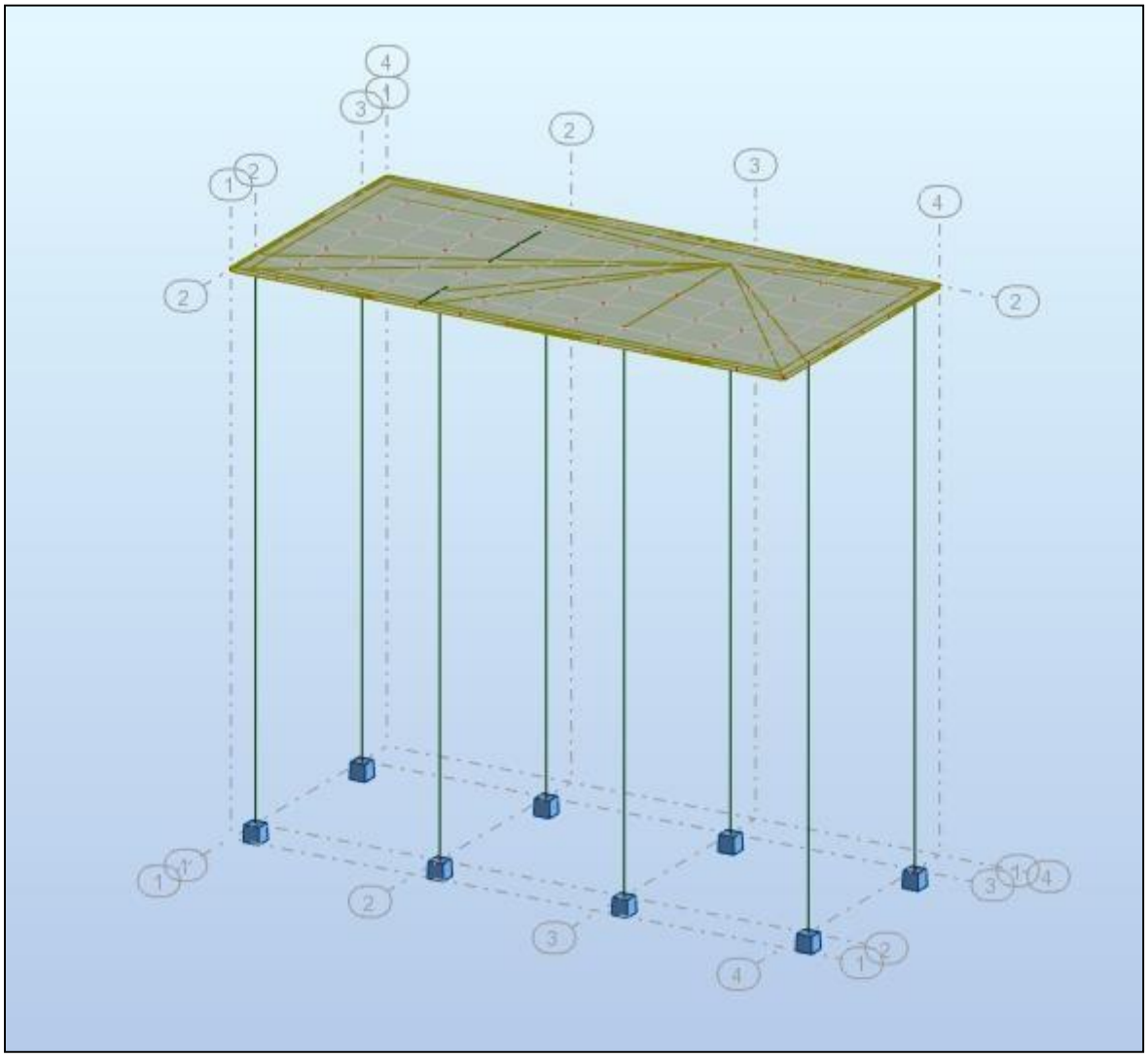


Figure 6 : Modélisation des pieux.

Résultats de la modélisation pieux :

	M (KN.m)	N (KN)
ELU	**658.09**	**293.17**
ELS	**652.53**	**300**
ELA	**1056.27**	**444.19**

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

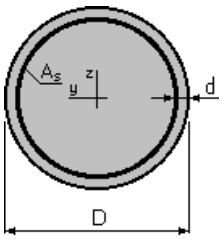
- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section :

D = 106,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)
1.	ELS	300,00	652,53
2.	ELA	444,19	1056,27
3.	ELU	293,17	658,09



Résultats :

Sections d'Acier :
Section théorique A_s = 107,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 17,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 441,2 (cm2)
théorique ρ = 1,22 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:
Cas N^{O} 1: Type ELS N = 300,00 (kN) M_y = 652,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 37,0 (cm)
Bras de levier: Z = 85,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 182,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 91,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELA N = 444,19 (kN) M_y = 1056,27 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 24,5 (cm)
Bras de levier: Z = 89,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,22 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =400,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 400,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELU N = 293,17 (kN) M_y = 658,09 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,80	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 26,2	(cm)
Bras de levier:	Z = 88,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 9,95	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s =347,8	(MPa)
comprimée:	σ_s' = 347,8	(MPa)

On opte pour le ferraillage des pieux

- Longitudinalement **2x12HA32**
- Transversalement des cerces **HA12/10cm**

Pour la poutre du chevêtre

M_{max} (KN.m)	
ELU	**306.51**
ELS	**287.57**

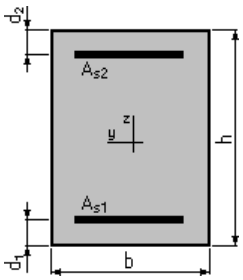
Calcul de Section en Flexion Simple

Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) Acier : fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section :



b = 137,0 (cm)h = 115,0 (cm)d_1 = 5,0 (cm) d_2 = 5,0 (cm)

Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	288,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2) Section minimum $A_{s\,min}$ = 20,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 288,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35
Position de l'axe neutre: y = 20,1 (cm) Bras de levier: Z = 103,3 (cm) Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa) Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 12,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 182,9 (MPa)

Longitudinalement on opte pour des **HA 25/20**

5.3 Vérification de la portance du sol avec les efforts sollicitant

EFFORT NORMAL	Valeur en (KN)
N_{ELS}	1246.05 KN
N_{ELU}	1400 KN
N_{ELA}^{XX}	1096.61 KN
N_{ELA}^{YY}	1246.05 KN

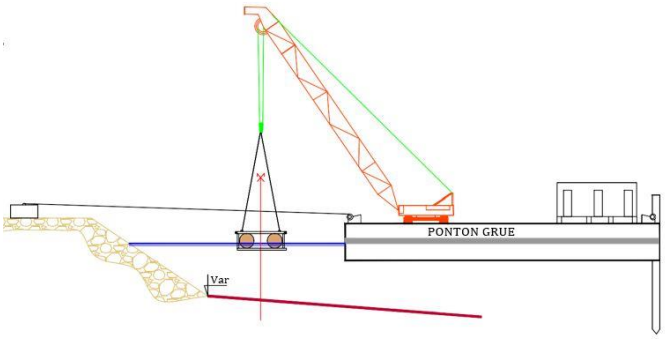
$$Nmax = 125\,T < Q_{adm} = 721,83\ T$$

On remarque que la capacité portante du pieu est largement supérieure aux efforts sollicitantA cet effet on conclut que la portance est vérifiée en ELS ELU et ELA

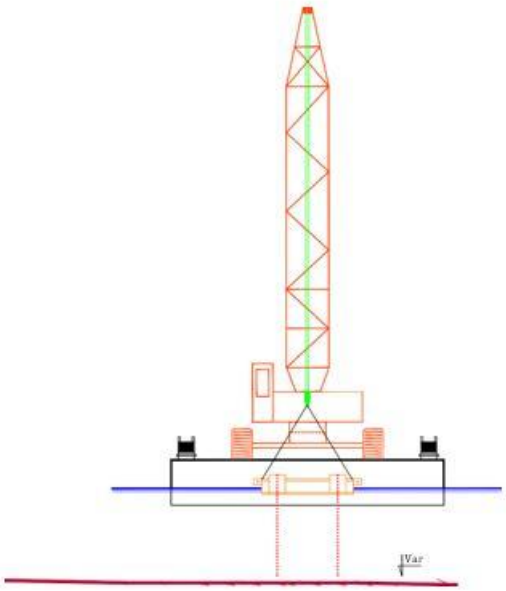
Annexe 04 : Méthodologie d’exécution appontement (schémas)

MÉTHODOLOGIE D'EXECUTION

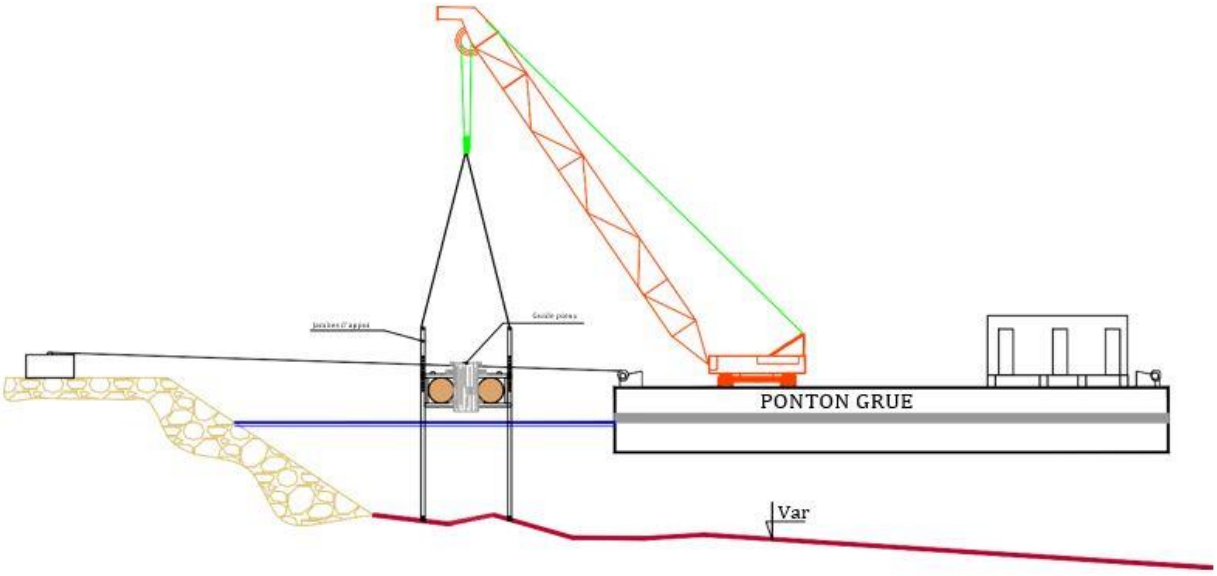
1- Mise en place d'un échafaudage flottant à l'endroit de battage des chemises en acier Ø1.066 ep.14.7mm



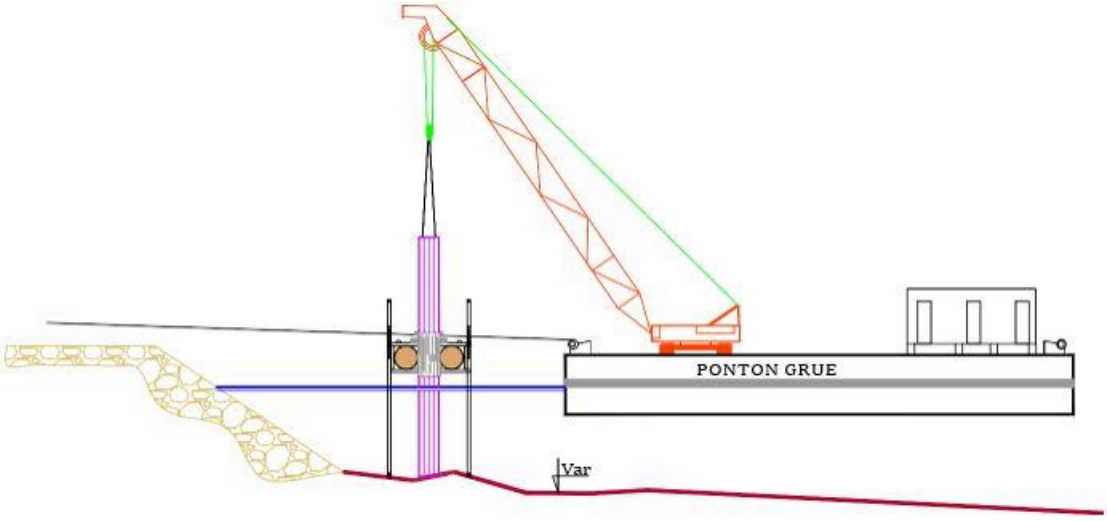
Vue de face / Mise en place de l'échafaudage flotant à l'endroit de battage de pieux



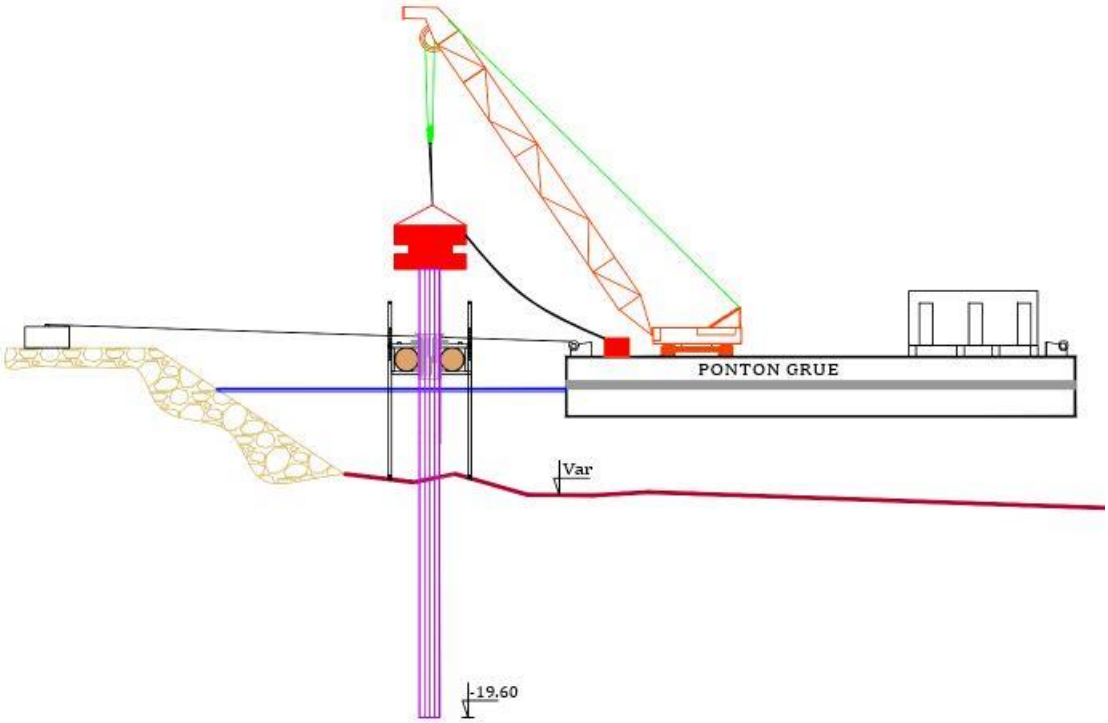
2- Surélévation de l'échafaudage flotant par la mise en place de jambe d'appui et pose des
guides pieux.



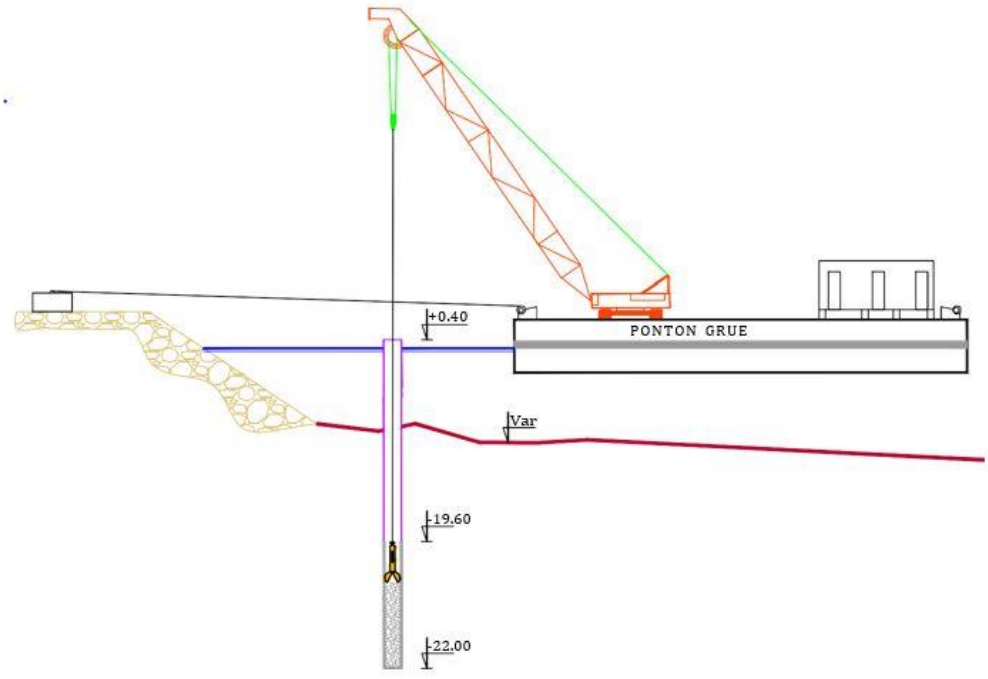
3- Mise en place dans le guide de la chemise à enfoncer.



4- Enfoncement dans le sol marin d'une chemise par Vibrofonceur à la cote de -19.6m



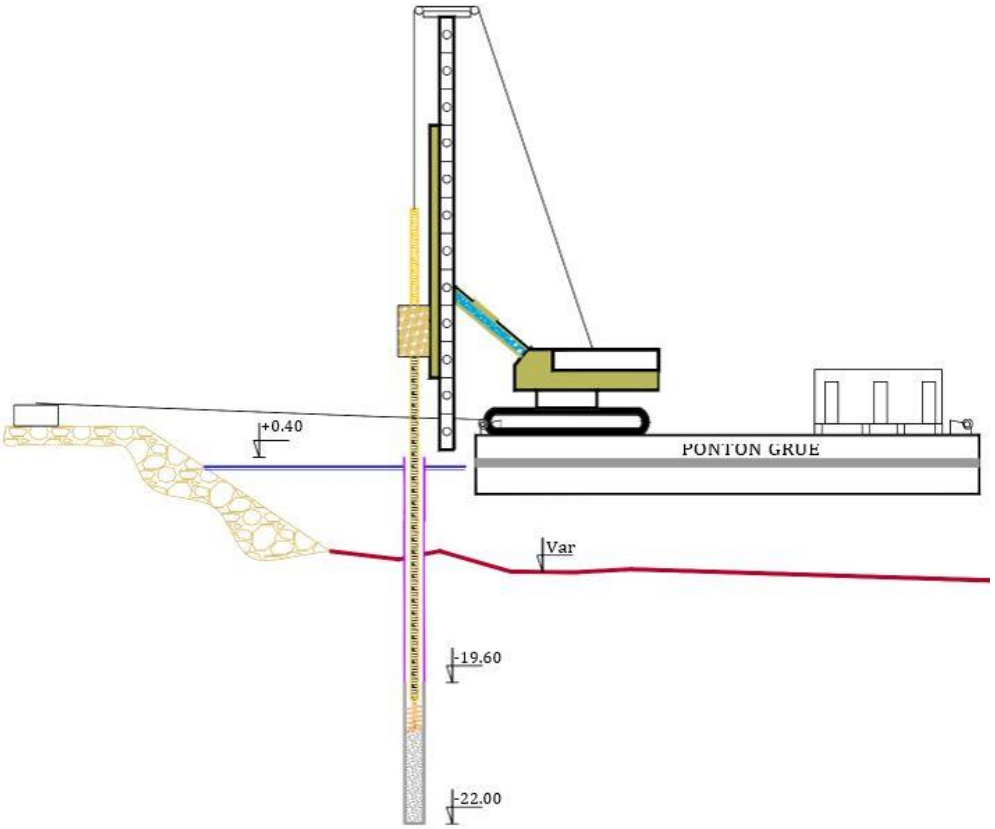
5- Forage du pieux à l'aide d'une benne de forage monocable à la cote de -22.0m à partir d'un ponton grue



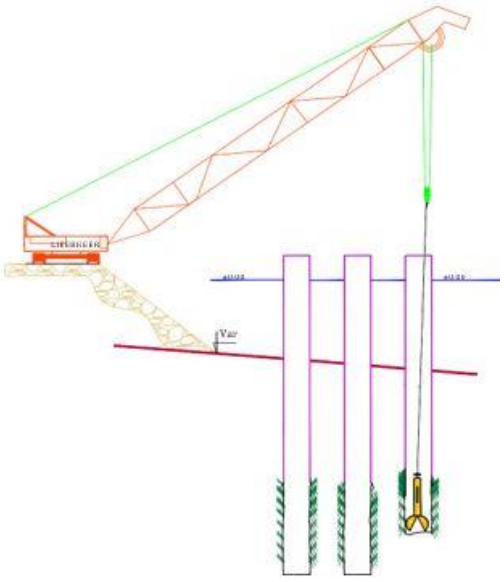
6- Méthodologie de forage :

Nous avons deux méthodes de forage :

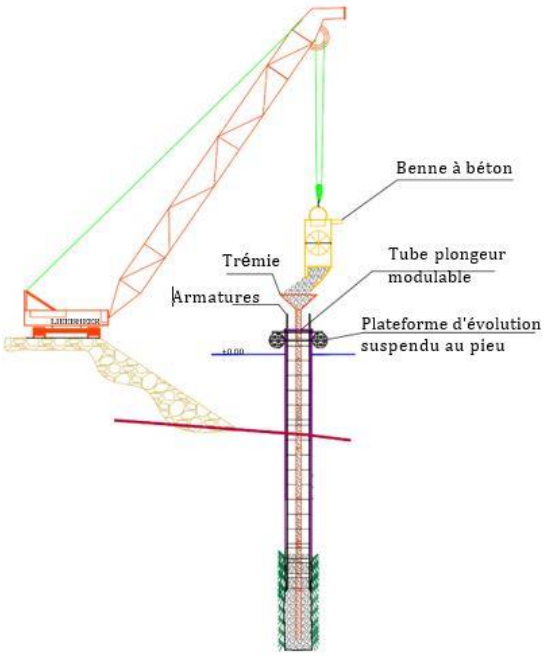
1- Forage du pieux à l'aide de foreuse mécanique installée sur un ponton à la cote -22.0m



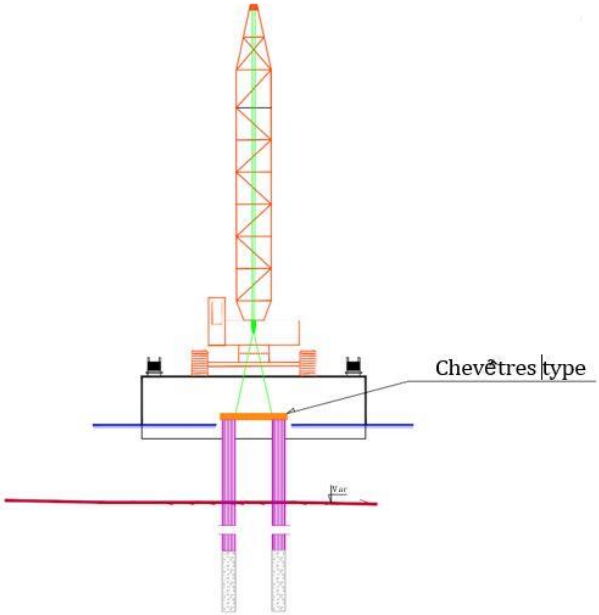
2- Forage du pieux à l'aide de benne monocable à partir du terreplein.



7- Bétonnage du pieux à l'aide de benne.

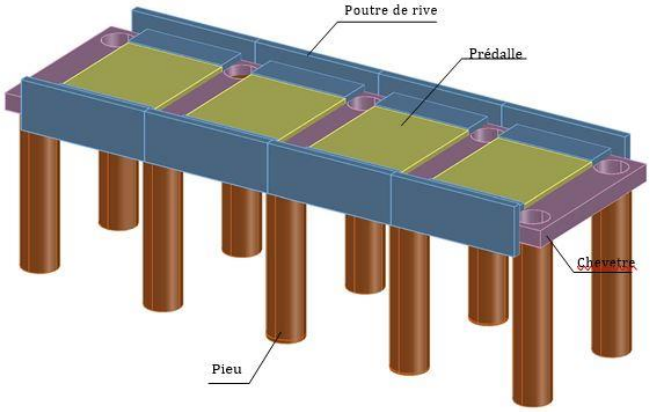


8- Vue de face / Mise en place sur les pieux des chevêtres, prédalle et poutres 1 et 2.

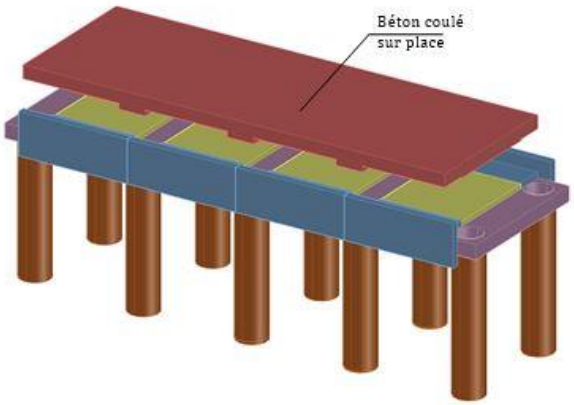


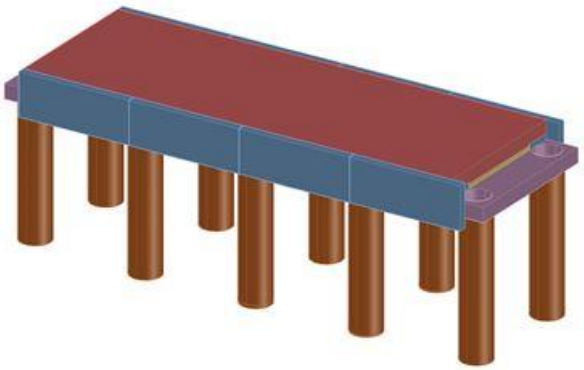
9- Mise en place des éléments préfabiqués

Les éléments préfabriqués seront mis en place sur les pieux dans l'ordre suivant :
- Chevêtres
- Prédalles
- Poutres de rive Type 1 et 2



10- Bétonnage de la dalle :





Annexes 05 : Ferraillage de poutre de couronnement quai -5m

V.4 Calcul de la poutre de couronnement des quais à -5m

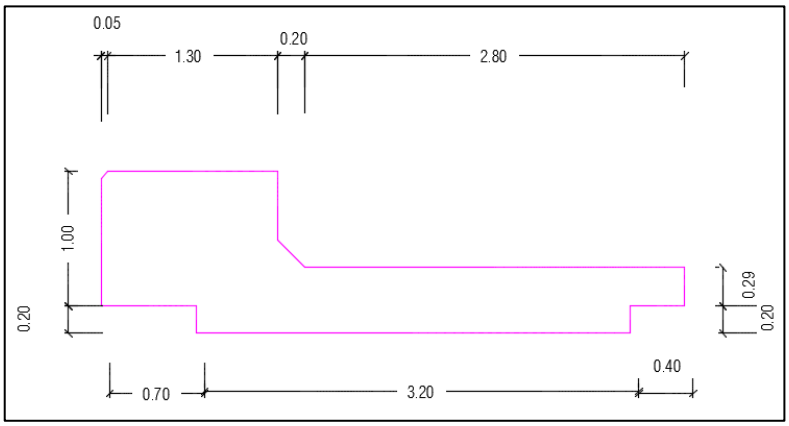


Figure 7 : Coupe de la poutre de couronnement quai a -5m.

- **Efforts horizontaux**

La poutre de couronnement est supposée très rigide d'où sa réaction linéairement répartie
Effort du bollard 30T

- Schéma statique de calcul

q : La réaction uniforme de la poutre.

$q = \frac{30}{12} = 2.50 t/ml$ On a :

$$M_{max} = \frac{ql^2}{2} = \frac{2.50 \times 6^2}{2} = 45\ t.m$$

$$T_{max} = ql = 2.5 \times 6 = 15\ t$$

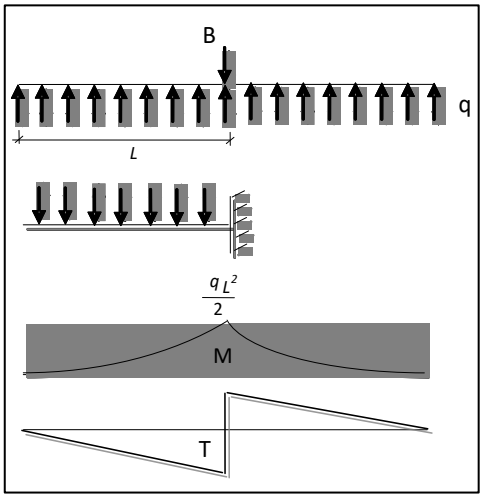


Figure 8 : Schéma statique de calcul d'efforts horizontaux.

- **Efforts verticaux**

- Poids propre de la poutre

$\boldsymbol{G_1} = \mathrm{S} \times \mathrm{l} \times \gamma_{béton} = 2.81 \times 12 \times 2.50 = \mathbf{84.30\ t}$

- Poids des terres au-dessus de la poutre

$\boldsymbol{G_2} = \mathrm{S} \times \mathrm{l} \times \gamma_{sol} = 2.11 \times 12 \times 1.80 = \mathbf{45.57\ t}$

$\boldsymbol{G} = G_1 + G_2 = 129.88\ t$ **Soit** $\boldsymbol{G = 10.83\ t/ml}$

- Charge du chariot élévateur :

Charge concentrée **P = 6.25 t.**

- CAS DE CHARGE :

- Tassement d'une pile de blocs :

- **1er cas : Tassement d'une pille au niveau d'un joint**

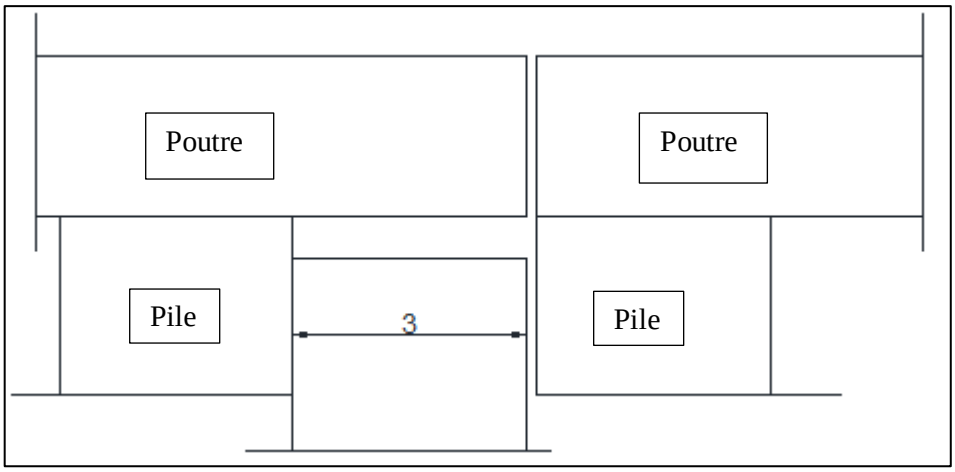


Figure 9 : Tassement d'une pille au niveau d'un joint.

On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.82 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_{max} = -\frac{gl^2}{2} = -48.69t.m$$

$$T_{max} = gl = 32.46t$$

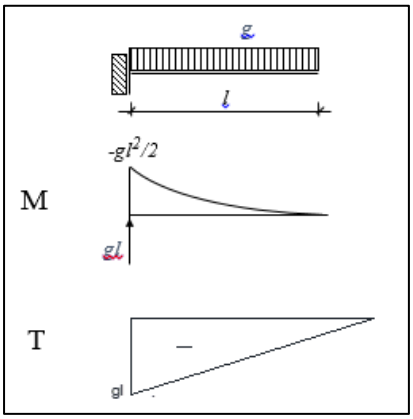


Figure 10 : Poutre sous la charge du poids propre.

Schéma statique de calcul

- Sous la charge concentrée :

$P = 6.25t \quad , \quad l = 3m$

$M_{max} = -Pl = -18.75tm$

$T_{max} = P = 6.25$ t

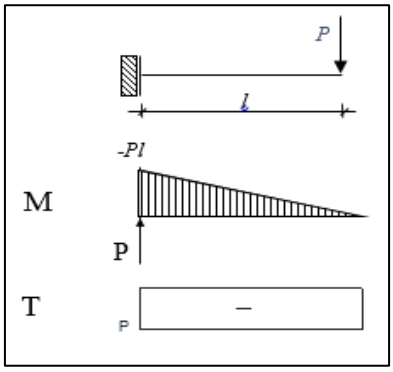


Figure 11 : Poutre sous la charge concentrée.

- **2ème cas : tassement d'une pille à la limite d'un joint**

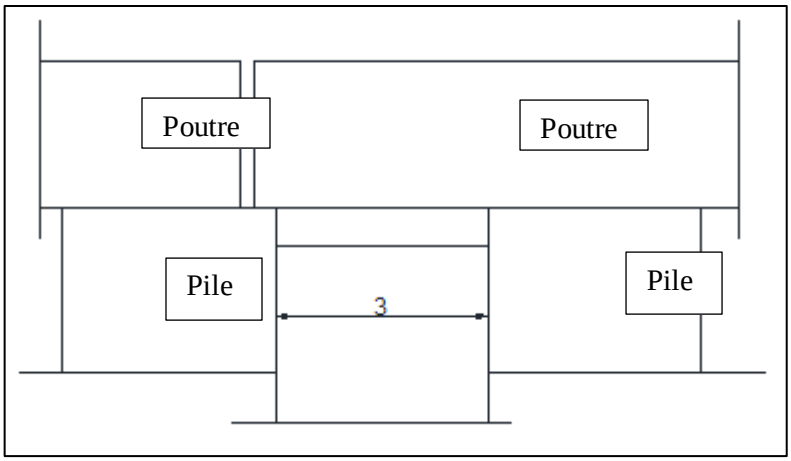


Figure 12 : Tassement d'une pille à la limite d'un joint.

On considère que la poutre est encastrée d'un côté et simplement appuyé de l'autre côté.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.83 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_{appui} = M_A = -\frac{gl^2}{8} = 12.18t.m$$

$$M_{travée} = \frac{9gl^2}{128} = 6.85t.m$$

$$R_A = T_A = \frac{5gl}{8} = 20.31\ t$$

$$R_B = T_B = \frac{3gl}{8} = 12.18\ t$$

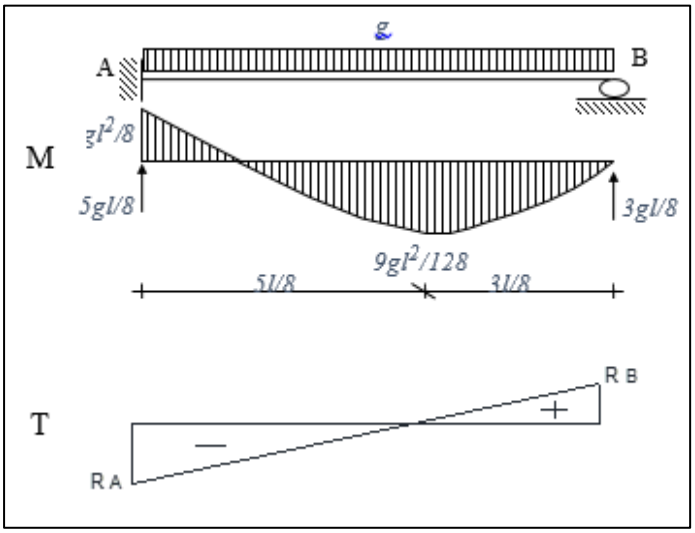


Figure 13 : Poutre sous la charge du poids propre.

- Sous la charge concentrée :

P = 6,25t ; l = 3,0 m

Les valeurs du moment, et celles des réactions sont représentées dans le schéma
ci-contre.
La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par

la condition suivante : $b = \frac{l}{\sqrt{3}}$

b = $\frac{3}{\sqrt{3}}$ = 1,732 m $\Rightarrow$ a = 1,268 m

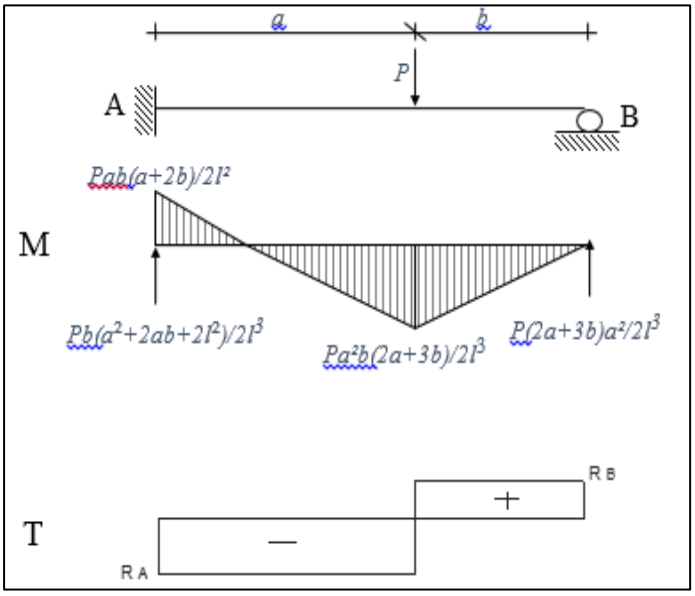


Figure 14 : Poutre sous la charge concentrée.

Donc : M_A = -3,608 t.m

M_B = 2,492 t.m

Schéma statique de calcul

$R_A = T_A$ = 4,811 t

$R_B = T_B$ = 1,439 t

La position critique créant un moment maximal en travée est donnée par la condition suivante :

$a = \frac{l}{2}(3 - \sqrt{3})$ a = 1,902 m $\Rightarrow$ b = 1,098 m

Donc : M_A = -2,972 t.m

M_B = 3,263 t.m

$R_A = T_A$ = 3,278 t

$R_B = T_B$ = 2,972 t

- **3ème cas : Tassement d'une pille entre les joints**

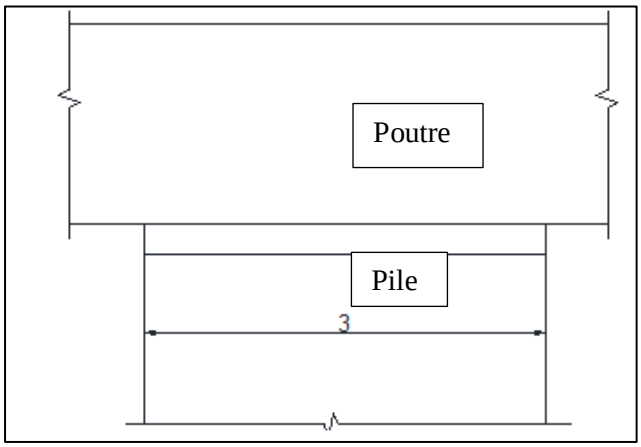


Figure 15 : Tassement d'une pille entre les joints.

On considère que la poutre est encastrée des deux côtés.

- Sous la charge du poids propres :

g = 10.83 t/ml ; l = 3,0 m

$$M_A = M_B = -\frac{gl^2}{12} = -8.12 \text{ t.m}$$

$$M(l/2) = \frac{gl^2}{24} = 4.06 \text{ t.m}$$

$$R_A = R_B = T_A = T_B = \frac{gl}{2} = 16.25 \text{ t}$$

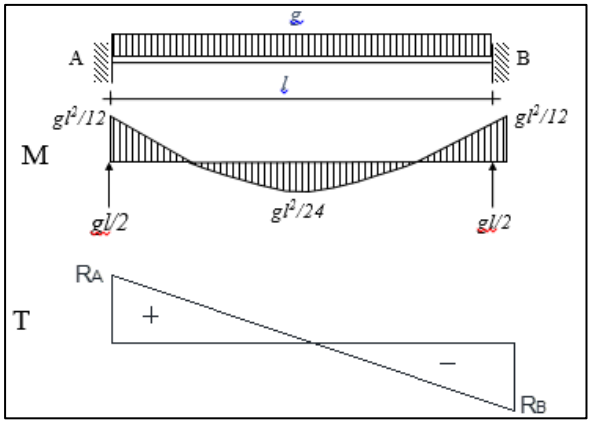


Figure 16 : : Poutre sous la charge du poids propre.

- Sous la charge concentrée :

P = 6,25 t ; l = 3,0 m

$$M_A = M_B = -\frac{Pl}{8} = -2{,}34 \text{ t.m}$$

$$M(l/2) = \frac{Pl}{8} = 2{,}34 \text{ t.m}$$

$$T_A = T_B = \frac{P}{2} = 3{,}125 \text{ t}$$

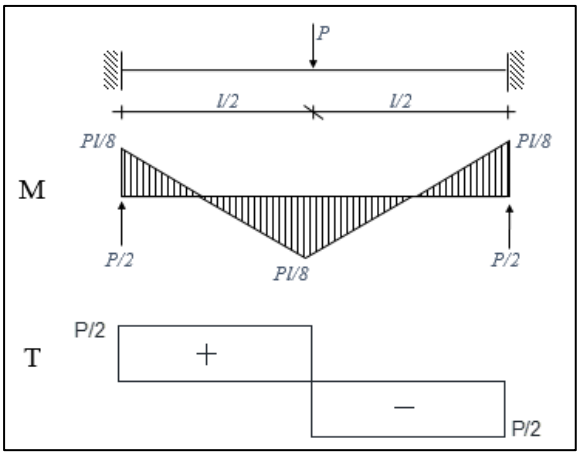


Figure 17 : Poutre sous la charge concentrée.

- Récapitulatif : Combinaison G + P

- Moment maximal :

A l'encastrement :

$$M_{\text{max}}^{\text{sup}} = -48.69 - 18.75 = -67{,}44 \text{ t.m}$$

Ce moment tend les fibres supérieures.

En travée :

$$M_{\text{max}}^{\text{inf}} = 6.85 + 3{,}263 = 10.11 \text{t.m}$$

Ce moment tend les fibres inférieures.

- Effort tranchant maximal :

A l'encastrement :

$T_{max} = 32.46 + 6{,}25 = 38{,}71$t.

- Ferraillage de la poutre de couronnement

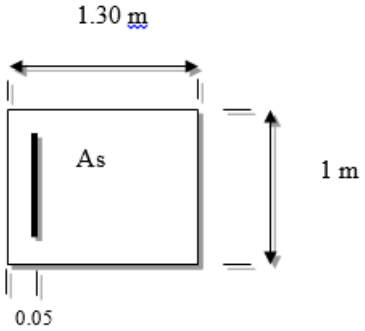
- Sous chargement horizontal

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

b = 100,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	450,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 21,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 16,9 (cm2)
théorique ρ = 0,17 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

- Cas ELS M_{max} = 450,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 25,1 (cm)
Bras de levier : Z = 116,6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 20,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

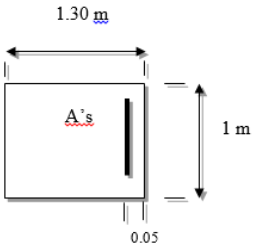
On choisit : 8HA 20/15 Soit 25.13cm2

- Nappe intérieure :

La nappe intérieure est constituée des armatures de répartition.

$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = \frac{21.1}{3} = 7.06\ cm^2$

On choisit : 8HA 16/15 = 16.08 cm²



- Sous chargement vertical

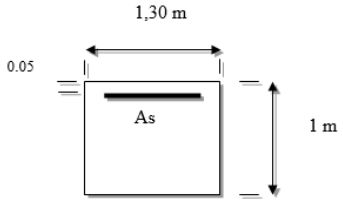
- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2.Section :



b = 130,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	674,40	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 42,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 17,1 (cm2)
théorique ρ = 0,35 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas :

- Cas ELS M_{max} = 674,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 26,1 (cm)
Bras de levier : Z = 86,3 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 4,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier : tendue : σ_s = 182,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 182,9 (MPa)

On choisit : 9HA 25/15 cm soit 44.18 cm2

- Nappe intérieure :

- **Calcul de Section en Flexion Simple**

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : Fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 130,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	101,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 17,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 17,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas :

- Cas ELS M_{max} = 101,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,76
Position de l'axe neutre : y = 17,5 (cm)
Bras de levier : Z = 89,2 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
tendue : σ_s = 5,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 182,9 (MPa)

On choisit : 9HA 16 /15 cm soit 18.10cm^2

- **Vérification de l'effort tranchant**

Contrainte de cisaillement				
τ_u =	Vu / (bo x d) =	0,33 MPa	< τ_{lim}	ok

Calcul des armatures	
At / st = b_0 x (τ_u - 0,3 x k x ft_j) / (0,9 x fe / γ_s)	10,57 cm²/ml

Choix des armatures d'effort tranchant							
1 brin	HA	16	e =	20	cm	10,05	cm²/ml
2 brins	HA	16	e =	20	cm	20,11	cm²/ml
3 brins	HA	16	e =	20	cm	30,16	cm²/ml
4 brins	HA	16	e =	20	cm	40,21	cm²/ml
5 brins	HA	16	e =	20	cm	50,27	cm²/ml

On opte pour des cadres 2HA16/25

Voir le ferraillage type de la poutre de couronnement.

Annexes 06 :
Les plans

Levé bathymétrique

Plan de pose des éléments