



Mémoire de Travail de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat de l'EHTP

Option : Génie Civil

*Etude de conception et de dimensionnement d'un quai vraquier
au niveau d'un port situé sur la côte méditerranéenne du Maroc
Région de l'Orientale*



Présenté par :

- BAKELI Tarik
- BENRAHMA Mohamed

Encadré par :

- Mr J. BENBOUZIYANE (EHTP)
- Mr S. BOURASS (CID)
- M. N.KROULI (CID)

Juin 2011

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

A mes parents pour leur amour ...

A mes frères et sœurs pour leur soutien...

A ma chère Meriem...

A mes honorables amis...

A tous ceux qui m'aiment...

BAKELI Tarik

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux que j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination ;

A Ma chère mère, mon cher père et ma petite famille, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mon cher professeur et ami Abdelmajid ELALLAOUJ,

A Tous mes enseignants,

A tout mes collègues.

BENRAMA Mohamed

Remerciements

Au terme de ce travail de fin d'étude, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude et notre profonde reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

Nous voudrions remercier en particulier, notre encadrant interne M. JAMAL BENBOUZIYANE, d'avoir accepté d'encadrer notre travail. Nous sommes très reconnaissants des conseils fructueux qu'il n'a cessé de nous prodiguer.

Aussi, nous remercions vivement M. L. ADJAR chef de la division des aménagements maritimes et portuaires, de nous avoir accueillis au sein de son département.

Nous exprimons nos vifs remerciements à M. SOUFIANE BOURASS et M. N.KROULI, nos encadrants à CID, pour l'attention et le temps qu'ils nous ont accordé, ainsi que les efforts qu'ils ont déployé pour la réussite de notre projet.

Nous remercions aussi tout le corps professoral du département Génie Civil à l'EHTP pour les efforts qu'ils fournissent pour nous procurer une formation solide digne d'un ingénieur de l'avenir.

Nous remercions finalement toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réussite de ce travail.

Résumé

Pendant la durée de notre projet de fin d'étude au sein du département maritime de CID, nous avons travaillé sur la conception et le dimensionnement d'un quai vraquier faisant partie du projet d'un port se trouvant sur la mer méditerranée à la région de l'orientale.

Après avoir présenté notre projet, nous avons soulevé, dans un premier lieu, une problématique qui aura un grand impact sur la conception du quai. En effet, lors de la simulation de l'effet de la houle sur le projet, on a remarqué une agitation qui dépasse un mètre au bassin du port, ce qui engendre une grande difficulté d'accostage pour les grands navires. De ce fait, la seule solution qui paraît logique pour réduire cette agitation est de construire un quai qui a un comportement d'amortisseur vis-à-vis de l'agitation du bassin. Ainsi, nous avons proposé deux variantes.

La première variante proposée, qui est un quai sur pieux, est constituée d'une plate-forme fondée sur des pieux, avec la mise en place d'un talus amortisseur sous la plate-forme. En effet, l'étude de cette variante s'est basée essentiellement sur un calcul manuel des pieux verticaux et inclinés et du soutènement, et le calcul du talus et des autres composantes de la structure avec les logiciels spécialisés. La stabilité d'ensemble est calculée en utilisant le logiciel Plaxis.

D'autre part, la deuxième variante, qui est un quai à créneaux, est constituée d'une plate-forme posée sur des caissons juxtaposés et séparés par des talus, ces derniers constituent des supports pour les enrochements. En effet, l'étude de cette variante a commencé par un calcul manuel de la flottabilité des caissons, et des efforts appliqués sur ceux-ci pour les dimensionner. Ensuite, la plateforme a été calculée en utilisant les logiciels spécialisés. La stabilité d'ensemble est vérifiée en utilisant le logiciel Talren.

A la fin, nous avons présenté une étude comparative des deux variantes qui s'est basée sur le phasage des travaux, les coûts estimatifs et les besoins en protection.

Une conclusion rappellera les différents résultats généraux trouvés.

Abstract

During the period of our final project study in the maritime department of CID, we worked on the conception and dimensioning of a bulk ship quay in a port located on the Mediterranean Sea, in the east of Morocco.

After presenting our project, we discussed a problematic that will have a great impact on the design of our dock. In fact, during the simulation of the effect of swell on the project, we noticed an agitation which exceeds one meter in port basin, causing a great difficulty in accosting for large ships. Thus, the only solution that seems logical to reduce this agitation is to build a dock that has a damper behavior towards the agitation in the basin. Therefore, we proposed two variants.

The first variant, which is a quay on piles, is constituted of a platform based on piles, with the construction of a damper slope under the platform. In fact, the study of this variant was based on a manual calculation of vertical and inclined piles and retaining walls, and the calculation of slope and other components of the structure done with specialized software. The overall stability is calculated using the Plaxis software.

On the other hand, the second variant, which is a slope-caisson quay, is constituted of a platform that is set on caissons. Those caissons are separated by slopes which are supports for the riprap. In fact, the study of this variant began with a manual calculation of the floatability of the caissons, and the loads applied on them in order to dimension them. Then, the platform was calculated using specialized software. The overall stability is calculated using the Talren software .

In the end, we presented a comparative study of the two variants which was based on the work planning, estimated costs and protection needs. A conclusion will recall general results that were found.

Sommaire

Introduction.....	14
Patrie 1 : Présentation du projet	
Chapitre 1 Le projet.....	16
I) Présentation du port.....	16
II) Le projet du terminal pour le vrac spécialisé.....	17
Chapitre 2 Ouvrages d'accostage.....	22
I) Définitions.....	22
II) Types de quais.....	22
Chapitre 3 Choix du type d'ouvrage.....	25
I) Critères de choix d'un type de quai.....	25
II) Choix de l'ouvrage.....	26
Chapitre 4 Hypothèses générales d'étude.....	27
I) Hypothèses de calcul.....	27
II) Normes en vigueur.....	28
Patrie 2 : Etude de la première variante " Quai sur pieux"	
Chapitre 1 Conception et bilan des efforts.....	30
I) Conception du quai sur pieux.....	30
II) Efforts et cas de charges.....	32
III) Calcul des efforts et cas de charges.....	34
Chapitre 2 Etude du talus.....	39
I) Exploitation des essais.....	39
II) Stabilité de pente du talus.....	40
Chapitre 3 Etude des pieux et chapiteaux.....	42
I) La force portante du pieu.....	42
II) Calcul de la charge sur un pieu.....	43
III) Dimensionnement des pieux.....	55
IV) Calcul des chapiteaux.....	56
Chapitre 4 Etude du soutènement.....	58
I) Action sur la palplanche.....	58
II) Choix du type du rideau.....	59
III) Ancrage.....	61
Chapitre 5 Etude de la poutre de couronnement.....	63
I) Conception.....	63

II) Hypothèses de calcul et de charges	63
III) Calcul de la poutre de couronnement avec le logiciel Robot	66
IV) Ferrailage de l'extrémité de la poutre	67
Chapitre 6 Etude de la plate-forme	69
I) Etude des poutres de la plate-forme	69
II) Etude de la dalle de la plate-forme	70
Chapitre 7 Etude de la stabilité d'ensemble - Modélisation par logiciel	71
I) Présentation générale du logiciel	71
II) Vérification de la stabilité	71
Patrie 3 : Etude de la deuxième variante " Quai à créneaux"	
Chapitre 1 Conception de l'ouvrage	75
Chapitre 2 Etude des caissons	77
I) Type et géométrie des caissons	77
II) Hypothèses du calcul	78
III) Hypothèses de chargement	78
IV) Etude de la stabilité du caisson	82
V) Calcul du ferrailage du caisson	86
VI) La couche d'assise	87
Chapitre 3 Etude de la plate-forme	88
I) Etude de la dalle	88
II) Etude de la poutre de couronnement	92
III) Etude de la bêche	93
Chapitre 4 Stabilité d'ensemble	95
Patrie 4 : Etude comparative	
Chapitre 1 Etude de la protection des ouvrages	97
I) Principe de la protection cathodique	97
II) Protection cathodique des deux variantes	98
III) Dimensionnement des anodes sacrificielles	100
Chapitre 2 Etude du phasage et de la planification	102
I) Phasage de la première variante	102
I) Phasage de la deuxième variante	102
Chapitre 3 Etude du coût des ouvrages	108
Conclusion	112

Liste des figures

Figure 1 : Situation géographique du port.....	16
Figure 2 : Site retenu pour le port	16
Figure 3 : Détails du portique sur rails.....	18
Figure 4 : Photo de bollard de 100 tonnes.....	18
Figure 5 : Photo des défenses de type MCS 2250.....	18
Figure 6 : Description et implantation du quai à l'intérieur du port	19
Figure 7 : Quais en caissons échoués ou havés	23
Figure 8 : Quais en palplanches à module	23
Figure 9 : Quais en parois moulées.....	24
Figure 10 : Quais sur pieux.....	24
Figure 11 : Maquette de la première variante (quai sur pieux).....	26
Figure 12 : Maquette de la deuxième variante (quai à créneaux).....	26
Figure 13 : Talus en enrochement	30
Figure 14 : Soutènement en palplanche	30
Figure 15 : Vue 3D des pieux dans la structure	30
Figure 16 : Implantation des pieux dans la structure	31
Figure 17 : Disposition de la plate-forme.....	31
Figure 18 : La poutre de couronnement.....	31
Figure 19 : Equipements finaux du quai	32
Figure 20 : Les dimensions de la poutre de couronnement	34
Figure 21 : Pression hydrodynamique sur les pieux	35
Figure 22 : Vrac sur une plate-forme	36
Figure 23 : Image du portique sur rails	37
Figure 24 : Les charges par palets du portique	37
Figure 25 : Résultat Talren pour calcul statique du talus	41
Figure 26 : Résultat Talren pour calcul dynamique du talus.....	41
Figure 27 : Enfoncement d'une fondation en fonction de la charge appliquée.....	42
Figure 28 : Schéma explicatif de La charge limite Q_L	42
Figure 29 : Schéma équivalent de la structure pour la répartition des efforts sur pieux.....	44
Figure 30 : Disposition et inclinaison des pieux	44
Figure 31 : Effet de la liquéfaction sur pieu incliné	45
Figure 32 : Les forces d'inertie dans le cas sismique	47
Figure 33 : Modèle brochette pour le calcul sismique	47
Figure 34 : Flexibilité du pieu dans le cas sismique	49
Figure 35 : Allure de la déformée du pieu dans le cas sismique.....	52
Figure 36 : Schéma d'un pieu soumis à M T N pour la méthode de Winkler	53
Figure 37 : Diamètre apparent d'ue section cerculaire	54
Figure 38 : Moment sur un pieu dû au sol.....	55
Figure 39 : Moment total sur un pieu.....	55

Figure 40 : Pieu à section mixte	56
Figure 41 : Chapiteau du pieu	56
Figure 42 : Armatures du chapiteau	57
Figure 43 : Liaison entre chapiteau et pieu.....	57
Figure 44 : Charges sur palplanche	58
Figure 45 : Diagramme des efforts sur palplanche	59
Figure 46 : Types de rideaux en palplanche.....	59
Figure 47 : Modélisation du rideau ancré.....	60
Figure 48 : Moment sur la palplanche	60
Figure 49 : Palplanche profilé série AZ Serrure Larssen.....	61
Figure 50 : Ancrage en palplache.....	62
Figure 51 : Efforts sur l'ancrage	62
Figure 52 : Prisme de butée et de poussée.....	62
Figure 53 Types de poutres de couronnement courantes.....	63
Figure 54 : Géométrie de la poutre de couronnement	63
Figure 55 : Modèle équivalent de la poutre de couronnement	64
Figure 56 : Action du remblai sur la poutre de couronnement	65
Figure 57 : Variation de la température dans la poutre de couronnement	66
Figure 58 : Modèle de la poutre de couronnement sur Robot.....	67
Figure 59 : Cartographie des moments M_{xx} dans la poutre de couronnement.....	67
Figure 60 : Dimension du clavetage de la poutre de couronnement	67
Figure 61 : Les poutres de la plate-forme	69
Figure 62 : Cartographie des moments M_{xx} dans la plate-forme.....	69
Figure 63 Ferrailage des poutres de la plate-forme.....	70
Figure 64 : Les dalles de la plate-forme	70
Figure 65 : Ferrailage des dalles de la plate-forme.....	70
Figure 66 : Géométrie et charges de la structure sur PLAXIS	72
Figure 67 : Cartographie du déplacement maximal de la structure	73
Figure 68 : Pose d'un caisson	75
Figure 69 : Juxtaposition de deux caissons	75
Figure 70 : Talus entre caissons	76
Figure 71 : Plate-forme sur les caissons.....	76
Figure 72 : Remblaiement et poutre de couronnement.....	76
Figure 73 : Equipements finaux du quai à créneaux.....	76
Figure 74 : Poussée de terre sur le caisson.....	78
Figure 75 : : Effort du gradient hydraulique cur le caisson	79
Figure 76 : Différentes charges sur le caisson.....	82
Figure 77 : Modèle du caisson sur Robot.....	86
Figure 78 : Cartographie des contraintes dans le caisson	86
Figure 79 : Réglage de la planièté du ballast d'assise pour le caisson	87
Figure 80 : Géométrie de la plate-forme	88
Figure 81 : Constitution de la dalle de la plate-forme	88
Figure 82 : Type de Joint entre pré-dalle	89
Figure 83 : Disposition des pré-dalle et des joints	89

Figure 84 : Manutention des pré-dalle	89
Figure 85 : Pose des pré-dalles	90
Figure 86 : Armatures de couture pour la dalle.....	91
Figure 87 : Moments et efforts tranchant dans la poutre de rail	91
Figure 88 : Géométrie de la poutre de couronnement	92
Figure 89 : Bêche pour soutènement	93
Figure 90 : Moment pour charge trapézoïdale.....	94
Figure 91 : Cercle du Glissement profond	95
Figure 92 : Digramme de Pourbaix	97
Figure 93 : Les différentes zones de protection	98
Figure 94 Caractéristiques dimensionnelles de l'anode	100
Figure 95 : Dragage	102
Figure 96 : Construction de la digue d'enclôture.....	102
Figure 97 : Dragage au niveau du quai	103
Figure 98 : Construction du talus.....	103
Figure 99 : Mise en place des pieux.....	103
Figure 100 : Réglage du talus.....	104
Figure 101 : Mise en place des palplanches et des ancrages	104
Figure 102 : Construction des chapiteaux	104
Figure 103 : Etapes de la mise en place de la plate-forme	105
Figure 104 : Finition du quai sur pieux.....	105
Figure 105 : Photo d'un quai sur pieux	105
Figure 106 Planification de la première variante.....	106
Figure 107 : Construction d'un caisson.....	106
Figure 108 : Mise en place de la couche d'assise.....	106
Figure 109 : Transport et échouage d'un caisson	107
Figure 110 : Réglage de la position du caisson	107
Figure 111 : Mise en place de l'épaulement et des talus	107
Figure 112 : Planification de la deuxième variante.....	107
Figure 113 : Répartition du prix de la première variante	109
Figure 114 : Répartition du prix de la deuxième variante	111

Liste des tableaux

Tableau 1 : Navires du projet.....	20
Tableau 2 : Vent au site du projet.....	20
Tableau 3 : Récapitulatif des différents ouvrages d'accostage	25
Tableau 4: Caractéristiques des matériaux.....	27
Tableau 5 : Dimensions des éléments de la plate-forme	34
Tableau 6 : L'effort hydrodynamique sur les pieux	36
Tableau 7 : Charges du portique sur rails	37
Tableau 8 : Tableau de corrélation entre essai SPT et préssiométrique	39
Tableau 9 : Résultats de corrélation pour l'essai SQV7	40
Tableau 10 : Hauteurs choisies pour les pieux.....	44
Tableau 11 Efforts appliqués sur un pieu hors sol lors du séisme.....	49
Tableau 12: Calcul de la vitesse de l'onde du cisaillement	51
Tableau 13 : Calcul de la période propre d'un profil du sol.....	51
Tableau 14 Calcul du coefficient de réaction du sol	54
Tableau 15 : Coefficient de réaction équivalent pour chaque pieu.....	54
Tableau 16 : Calcul de la longueur d'élasticité.....	54
Tableau 17 : Section des armatures des chapiteaux de chaque pieu.....	57
Tableau 18 : Hauteur trouvée pour chaque type de palplanches	60
Tableau 19 : Moments maximaux par rapport aux différents combinaisons.....	60
Tableau 20 : Limite d'élasticité de la palplanche.....	61
Tableau 21 : Distances entre bollards et défenses	63
Tableau 22 Détermination du centre de gravité de la poutre de couronnement.....	64
Tableau 23 : Détermination du centre de gravité du modèle	64
Tableau 24: Efforts à l'ELU sur le clavetage	68
Tableau 25 : Dimensions du caisson	77
Tableau 26 : Données volumétriques sur le caisson.....	77
Tableau 27 : Moments sur rail à l'ELU et l'ELS.....	92
Tableau 28 : Moments et efforts tranchants sur la poutre de couronnement	93
Tableau 29 Moments pour les différentes poussées.....	94
Tableau 30 : Détermination de la surface de protection pour la première variante	99
Tableau 31 : Distribution de la surface de protection sur les zones.....	99
Tableau 32 Détermination de la surface de protection de la deuxième variante	100
Tableau 33 : Calcul du besoin en courant pour la première variante	100
Tableau 34 : Calcul du besoin en courant pour la deuxième variante	101
Tableau 35 : Calcul du prix estimatif de la première variante	108
Tableau 36 : Calcul du coût estimatif de la deuxième variante.....	Erreur ! Signet non défini.

Introduction

Dans le but de promouvoir le système portuaire au Maroc et de favoriser d'importants effets d'entraînement socio-économique, les Pouvoirs Publics ont été amenés à donner plus d'importance au développement de l'infrastructure portuaire. De nos jours, la côte méditerranéenne dispose de plusieurs ports : marchandise, rouliers et militaire.

Dotée de poste pétrolier à TANGER-MED, la côte est maintenant entrain de se préparer pour un port énergétique (pétrolier, vraquier ...). C'est dans ce cadre que se situe notre projet au sein du bureau d'études CID. Il consiste à la conception et le dimensionnement d'un quai vraquier de tirant d'eau -16.5 m/Zh et de longueur 320 mL. De ce fait, nous avons traité deux grandes solutions qui sont :

- quai sur pieux
- quai à créneaux

Partie 1 :

Présentation du projet

Chapitre 1 Le projet

I) Présentation du port

1) Un nouveau port:

Le projet est un nouveau port qui sera réalisé par l'Agence Nationale des Ports (ANP) à la région de l'oriental, et qui aura comme objectifs:

- Assurer un nouvel espace de transbordement pour hydrocarbures,
- Desservir les besoins nationaux pour ce qui concerne le GNL¹ et le charbon.

Il sera situé sur la baie de Betoja à l'ouest du Cap des Trois Fourches, à quelques kilomètres de Nador. C'est une plate-forme industrielle sur un terrain de 850 ha.

Le premier développement portuaire au niveau de la baie de Betoja sera composé d'un port destiné aux activités énergétiques et divers, d'une plate-forme extra portuaire pour le stockage des hydrocarbures, d'un terminal vrac solide et d'un terminal méthanier.



Figure 1 : Situation géographique du port

Le port dispose d'un nombre important d'avantages concurrentiels dont notamment :

- Un point principal points d'approvisionnement du MAROC et des autres pays.
- Sa situation à l'extérieur du tissu urbain permettant l'installation d'activités économiques.
- Le site est facilement connectable aux grands axes : la voie ferrée, l'autoroute...

2) Le site retenu



Figure 2 : Site retenu pour le port

¹ Le gaz naturel liquéfié qui est composé essentiellement de méthane.

Du point de vue de la morphologie de la côte, le site prévu pour l'implantation du port est situé au Nord de l'unité morphologique délimitée par les pointes rocheuses de Punta Betoya au Sud-Ouest et Punta Negri au Nord-est.

L'espace entre ces deux caps est occupé par une plage rectiligne (plage de Sam-mar) d'environ 7,5 km de long, de sable moyen et de galets. Plusieurs oueds débouchent sur cette plage, dont l'Oued Kert au Sud et des oueds de moindre importance plus au Nord, vers le site d'implantation du port.

3) Configuration du port:

Le port est constitué des éléments suivants :

- Un terminal GNL avec usine de regazéification² (1 poste à -14m).
- Un terminal de transbordement (import et export) de produits pétroliers raffinés de 2 postes à -16,5m avec une vision d'extension future (+2 postes).
- Un terminal pour l'import de pétrole brut de 2 postes à -20m.
- Un terminal pour traiter le vrac divers (600 ml de quai à -14m) divisé en 3 postes alignés de 200ml.
- Un terminal pour le vrac spécialisé à l'import (1 poste à -16,5m).
- Un port de service (340ml de quai à -7m).

L'annexe 1 présente les différents terminaux du projet.

II) Le projet du terminal pour le vrac spécialisé

1) Généralités

A) Ouvrages du projet

Le projet du terminal pour le vrac spécialisé est constitué des ouvrages suivants :

- Un système porteur, dont la variante sera étudiée dans le projet, et qui assurera une capacité de diminuer la réflexion de la houle, et une flexibilité vis-à-vis des séismes.
- Une plate forme avec un système de poutres croisées.
- Une poutre de couronnement supportant les charges d'amarrage et d'accostage.
- Un soutènement pour contrecarrer la charge des terres.

B) Outillages et équipements

Le projet du terminal pour le vrac spécialisé est constitué des équipements suivants :

- Un portique sur rails pour la charge et la décharge des vraquiers. C'est un portique à benne qui a les caractéristiques suivantes :

² Opération de passage à l'état gazeux d'un produit antérieurement liquéfié ou solidifié.

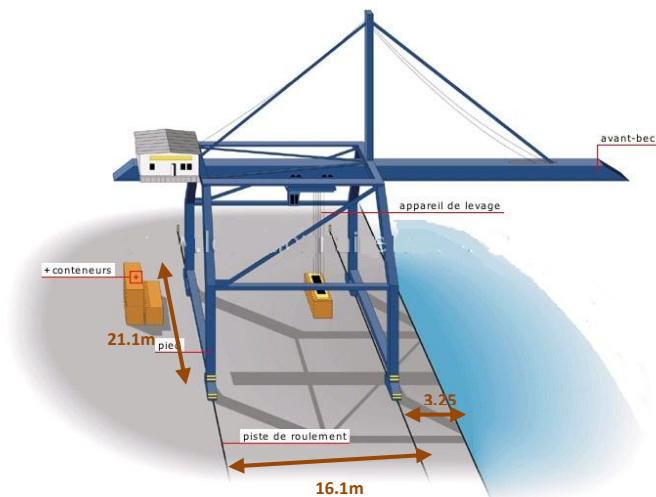


Figure 3 : Détails du portique sur rails

- La poutre de couronnement est équipée de bollard de 100 tonnes espacés de 30m.



Figure 4 : Photo de bollard de 100 tonnes

- Le quai est équipé de défenses de type MCS 2250 espacées de 20m



Figure 5 : Photo des défenses de type MCS 2250

- Des échelles de sauvetage en acier galvanisé seront installées dans des niches réservées dans les murs des quais.

2) Le site

Le terminal vrac spécialisé projeté est implanté à l'intérieur du port, le plan suivant montre sa position.

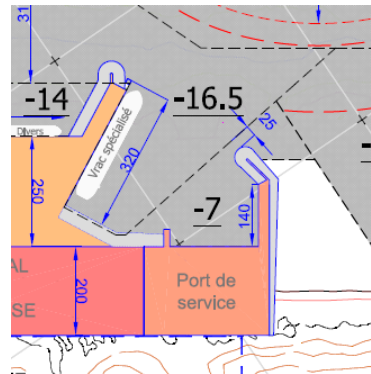


Figure 6 : Description et implantation du quai à l'intérieur du port

3) L'agitation

Pour le dimensionnement des ouvrages, on considérera que la hauteur des vagues à l'intérieur du bassin du port est égale à **2 m**.

4) Les courants

Des simulations de circulation en 2D et 3D ont été effectuées pour étudier les impacts potentiels sur les courants, des différences de salinité et du vent sur les circulations aux abords du site de projet.

Les résultats des simulations 2D montrent que les courants de marée sont quasi nuls aux abords du port (courant de l'ordre de 0,02 m/s).


Les résultats des simulations 3D montrent :

- Que les courants maximaux de surface en phase de flot maximal induits par les effets de densité, vent d'Ouest et vent d'Est sont respectivement de 0,06m/s, 0,16m/s et 0,09m/s.
- Que les courants maximaux de surface en phase de jusant maximal induits par les effets de densité, vent d'Ouest et vent d'Est sont respectivement de 0,02m/s, 0,14m/s et 0,11m/s.

Les courants sur le site sont donc faibles.

5) Les navires du projet

Un port est dimensionné en fonction des navires qu'il va accueillir, pour recevoir les voies navigables, les quais et les différents ouvrages annexes du port nécessitent la connaissance des caractéristiques des navires de projet. Ces critères sont la référence pour l'établissement des configurations portuaires et des ouvrages:

Vraquier 120000 TPL³		
Capacité	120000 TPL	
Déplacement (t)	145000 TPL	
Longueur hors tout (m)	260	
Largeur (m)	43	
Tirant d'eau chargé (m)	15.5	
Franc bord chargé (m)	-	
Tirant d'eau ballast (m)	-	

³ C'est la tonne de port en lourd qui est une unité mesurant le chargement maximum que le navire peut emporter


Vraquier 60000 TPL		
Capacité	60000 TPL	
Déplacement (t)	70000 TPL	
Longueur hors tout (m)	200	
Largeur (m)	32.3	
Tirant d'eau chargé (m)	13	
Franc bord chargé (m)	-	
Tirant d'eau ballast (m)	-	
		<i>Vraquier PANAMAX</i>

Tableau 1 : Navires du projet

6) La bathymétrie

Les données bathymétriques utilisées sont issues :

- Du levé de la baie de Betoya réalisé en 2009 par *Roundel hydrographic surveyors*;
- De la carte marine éditée par le SHOM⁴ au 1/203 000e.

L'information bathymétrique disponible met en évidence la relative régularité des fonds marins, avec des isobathes grossièrement droites et orientées NNE/SSO au niveau du site d'implantation.

Nous signalons que le *zéro hydrographique est situé à -0,40 m* sous le zéro NGM.

L'annexe 2 présente la bathymétrie du site.

7) Les vents

Les études statistiques du vent ont données les valeurs typiques suivantes :

Fréquence de dépassement %	Secteur	Vitesse (m/s, moyenne sur 10 minutes)	Direction plus fréquente appliquée °N
3%	O	13,5	255 à 285 °N
	ENE	10,5	15 à 75 °N
	E	8,5	90 °N
1,00%	O	15,5	255 à 285 °N
	ENE	12,5	15 à 75 °N
	E	11	90 °N

Tableau 2 : Vent au site du projet

8) Les niveaux

A) Niveau de marée actuelle

La marée astronomique le long du littoral méditerranéen bordant le site est de type semi diurne.

Les niveaux de marée considérés dans les études proviennent d'un logiciel de marée, ils sont indiqués ci-dessous.

- Niveau de pleine-mer de vives-eaux exceptionnelles 0,66 m ZH
- Niveau de pleine-mer de vives-eaux moyennes 0,57 m ZH
- Niveau de pleine-mer de mortes-eaux moyennes 0,47 m ZH
- Niveau moyen 0,35 m ZH

⁴ Service Hydrographique et Océanographique de la Marine

- Niveau de basse-mer de mortes-eaux moyennes 0,23 m ZH
- Niveau de basse-mer de vives-eaux moyennes 0,13 m ZH
- Niveau de basse-mer de vives-eaux exceptionnelles 0,00 m ZH

B) Surélévation du niveau de la mer à long terme

En plus des contributions astronomique et météorologique évoquées plus haut, une augmentation à long terme du niveau moyen de la mer de l'ordre de **50 cm** devra être considérée (pour tenir compte des changements climatiques).

C) Niveaux extrêmes de projet pour le dimensionnement des ouvrages

- Le niveau haut à considérer pour le dimensionnement des ouvrages associé à des conditions centennales est de +2,00 m ZH.
- Le niveau décennal à considérer est de +1,50 m ZH.
- En conditions annuelles, le niveau d'eau à considérer est de +1,00 m ZH (marée de tempête de 35 cm et pas de surélévation de long terme).
- Le niveau bas de projet à considérer est de 0,00 m ZH.

9) La sismicité

Les données sur la sismicité de projet sont issues de l'étude : « CID – Juillet 2010 – Evaluation de l'aléa sismique sur le site du complexe portuaire de Nador West Med » qui conclue que :

l'accélération moyenne au niveau du site peut être considérée comme 0.20g étant donné que les différents calculs probabilistes donnent 19%g, le calcul direct donne en moyenne 20%g et le spectre donne 19%g. L'accélération présentée dans cette étude, est celle ayant une probabilité de 10% pour se produire dans la zone d'étude durant une période d'observation de 50 ans (période de retour de 475ans).

Les calculs des accélérations pour les périodes de retour de :

- 975ans est de 22 %g
- 1975 ans est de 27%g
- 4975 ans est de 33%g

A noter que pour une période de retour de 475ans, la réglementation en vigueur au Maroc (RPS 2000) indique que le futur port est localisé en zone 3 du zonage sismique Marocain qui est définie par une accélération nominale $A_{max} = 0.16g$.

Ainsi, pour les études des ouvrages, les séismes de projet retenus seront les suivants :

- **Evènement de niveau 1** : Cet évènement est considéré comme ayant une probabilité de dépassement supérieure de 10% sur une période de 50 ans. Il est considéré comme défini par une accélération horizontale maximale de 0.16g au substratum.
- **Evènement de niveau 2** : On définit par ailleurs des séismes de niveau 2, pour lesquels les ouvrages devront rester réparables. Il est considéré comme défini par une accélération horizontale maximale de 0.27g au substratum.

Chapitre 2 **Ouvrages d'accostage**

I) Définitions

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

Ces ouvrages doivent remplir donc trois principaux rôles :

- Servir d'appui pour le navire et permettre son amarrage.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.
- Servir de mur de soutènement pour le terre-plein.

II) Types de quais

I) Les quais poids

Un quai poids est un ouvrage dont la stabilité est assurée par son poids grâce aux frottements qu'il mobilise au niveau de l'interface entre sa fondation et le sol.

Il existe de nombreuses variantes de quais poids ; en raison de leur conception assez simple dans leur principe (ouvrage-poids), ils ont été utilisés depuis longtemps, et le sont encore très fréquemment.

A) Quais-poids en blocs de béton

Le mur du quai est constitué de blocs de béton préfabriqués, évidés ou non, empilés sous l'eau les uns sur les autres, au-dessus d'une assise bien réglée ; les vides des blocs, s'ils existent, sont remplis de remblai, et l'ensemble est solidarisé par une poutre de couronnement en béton armé coulée in situ au-dessus du niveau de l'eau.

Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique ; ils exigent des moyens de levage puissants mais ont l'avantage de réduire au minimum les travaux à exécuter sur place. La hauteur maximale de ces types d'ouvrages est de l'ordre de 15 à 20 m.

B) Quais en caissons échoués ou havés

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

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

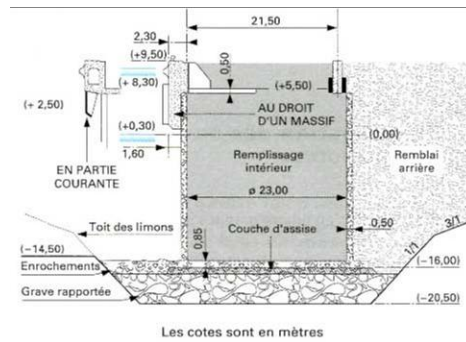


Figure 7 : Quais en caissons échoués ou havés

L'utilisation de caissons échoués ou havés est plus intéressante en site nautique qu'en site terrestre du fait de la réduction de hauteur à draguer ou à haver.

En raison du coût des moyens nécessaires à la mise en œuvre des caissons (charges fixes), cette technique n'est en général compétitive que pour les quais de grande hauteur (environ 20 m et plus, c'est-à-dire surtout en bassin marnant) et pour des quais de grande longueur.

C) Quais en gabions de palplanches plates

Ils sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement, et assemblées sous forme de piles circulaires ou d'enceintes gabionnées. Ce type de quai est plus léger qu'un quai en caisson de béton armé et s'adapte mieux aux tassements ; sa grande déformabilité peut être gênante. Il est plus compétitif en site terrestre, pour des quais de hauteur moyenne.

2) Quais avec écran plan :

A) Quais en palplanches :

Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier attachés sur un ouvrage d'ancrage constitué par un petit rideau arrière ou une palée de pieux inclinés ; les tirants peuvent parfois être actifs.

Les quais en palplanches conviennent aussi bien en site nautique qu'en site terrestre mais, dans ce dernier cas notamment, il faut s'assurer des possibilités et moyens de battage au niveau de fiche déterminé par le calcul.

Sensibles à la corrosion (en moyenne, on estime la réduction d'épaisseur d'acier à 0,1 mm par an), les rideaux de palplanches sont parfois protégés, avant battage, par des peintures bitumineuses, ou après, par un système de protection cathodique.

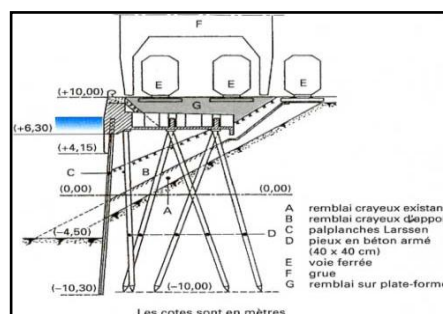


Figure 8 : Quais en palplanches à module

B) Quais en parois moulées

Les quais en parois moulées planes sont constitués par un écran frontal plan en paroi moulée, buté ou encastré en pied, et ancré sur un ou deux niveaux par des tirants passifs ou actifs.

L'utilisation de la paroi moulée exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable, sous réserve qu'il soit suffisamment compact.

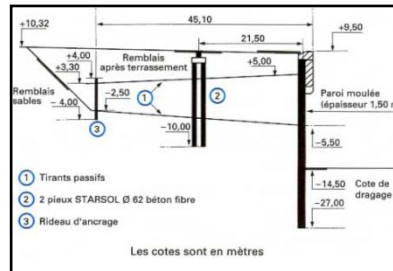


Figure 9 : Quais en parois moulées

3) Ouvrages fondés sur pieux ou piles :

A) Dispositions générales

Ces ouvrages constituent le stade ultime de l'évolution des quais creux du paragraphe : ils ne remplissent plus la fonction de soutènement des terres, puisque le terre-plein en arrière de l'ouvrage est limité par un talus auto-stable et protégé de la houle par un revêtement d'enrochements, le raccordant avec le fond du bassin. La liaison entre navire et terre-plein est assurée par une plateforme nervurée en béton armé supportée par des pieux en acier, verticaux ou inclinés (de 1/3 à 1/5). Lorsque cette plate-forme recouvre la largeur totale du talus de raccordement, l'ouvrage est appelé **quai** sinon il s'agit d'un **duc-d'alps**

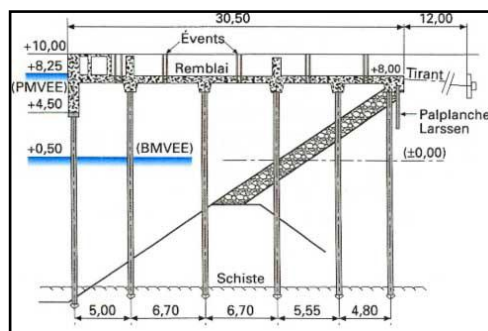


Figure 10 : Quais sur pieux

Ce type d'ouvrage est adapté quand il est à construire dans un site nautique et que les couches portantes se situent à plus de 10 m au-dessous du fond du bassin ; il convient également, à condition de prévoir des pieux en acier, faciles à recéper. La nature des couches supérieures (au-dessus du fond du bassin) a bien entendu une grande importance sur la pente du talus et, par suite, sur la largeur de la plate-forme. Un quai sur pieux ou piles est bien adapté à la proximité d'ouvrages existants en exploitation et peut être aisément allongé par phases ; en effet, il ne nécessite pas d'ouvrages de soutènement en retour comme pour tous les autres types.

Chapitre 3 Choix du type d'ouvrage

I) Critères de choix d'un type de quai

1) Exploitation du quai

La destination du quai et les fonctions qu'il va remplir peuvent nécessiter un outillage spécial, donc engendrera des surcharges d'exploitation. Ces charges peuvent être déterminantes pour le choix d'un type d'ouvrage.

Le navire de projet définit les efforts d'amarrage et d'accostage et la cote de dragage. Cette cote de dragage définit la hauteur libre du quai qui est limitée pour chaque type de quai.

2) Conditions géotechniques

La qualité de la fondation impose un choix et une conception particulière. En effet, sur une bonne fondation, le choix d'un quai massif est généralement le plus approprié et le plus économique. Sur un sol qui n'a pas une grande portance, les quais écrans et sur pieux sont les plus adaptés.

3) Conditions du site

La nature du site et les conditions de marée ont une grande influence sur le choix du type d'ouvrage.

- Dans un site terrestre, l'exécution est faite à sec ou à l'abri d'un rabattement de la nappe, puis par dragage des accès.
- En site nautique : Les travaux se font soit à la marée soit par avancement.

En site terrestre, les ouvrages écrans sont les plus appropriés. En revanche, les ouvrages sur pieux, caissons échoués et gabions de palplanche sont plus adaptés pour les sites nautiques. A titre de rappel on a :

Type de quai	Hauteur Libre maximale (m)	Site le mieux adapté
Quai en blocs	15	nautique
Caissons en BA échoués	25 à 30	nautique
Quai en BA havés	25 à 30	terrestre
Caissons en gabions circulaires	15	nautique
Quai en gabion cloisonnés	20	terrestre
Quai en palplanches	18	nautique ou terrestre
Quai à rideau mixte	25	nautique ou terrestre
Quai en paroi moulée	25 à 30	terrestre
Quai sur pieux	>30	nautique

Tableau 3 : Récapitulatif des différents ouvrages d'accostage

II) Choix de l'ouvrage

Pour notre cas, il s'agit d'une profondeur de **-16.5 mZH** et un site nautique donc nous pouvons retenir les types suivants :

- Caissons en BA échoués
- Quai en BA havés
- Quai en palplanches
- Quai à rideau mixte
- Quai sur pieux

Mais vu le **critère d'agitation** dans le bassin limités par le maître d'ouvrage, il faut éliminer les types de quai à parois verticales (coefficient de réflexion = 0,95). Donc nous gardons deux conceptions :

1) Quai sur pieux

Ce type de quai présente un coefficient de réflexion égale à 0,45. D'autre part, Il existe différents types de quais qui peuvent être répartis en trois catégories en fonction de ce qui est sous leur dalle:

- les quais fermes
- les quais semi-ouverts
- les quais ouverts

Pour notre projet, nous adoptons un quai ouvert comme le montre le schéma suivant :



Figure 11: Maquette de la première variante (quai sur pieux)

2) Quai à créneaux

Ce type de quai vérifiera le critère d'agitation aussi en assurant une distance X_{min} qui permettra d'avoir un coefficient de réflexion acceptable.

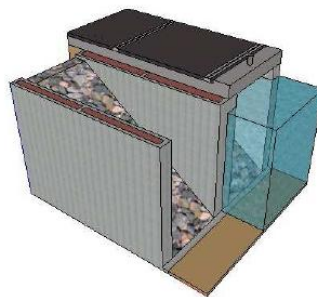


Figure 12 : Maquette de la deuxième variante (quai à créneaux)

Chapitre 4 Hypothèses générales d'étude

I) Hypothèses de calcul

1) Hypothèses hydrauliques

- Niveau de pleine mer, marée de vives eaux moyennes : +1,25 m/Zh.
- Niveau de basse mer, marée des vives eaux moyennes : +0,17 m/Zh.
- Le niveau de la plus haute mer en vive eaux exceptionnel : +2,05 m/Zh.

2) Caractéristiques des matériaux

Eau de mer	Masse volumique $\gamma = 1.025 \text{ t/m}^3$
Béton	Masse volumique sèche $\gamma = 2.40 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.40 \text{ t/m}^3$
Béton (pour béton armé)	Masse volumique sèche $\gamma = 2.50 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.40 \text{ t/m}^3$ Résistance à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ Résistance à la traction $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
Acier	Masse volumique $\gamma = 7.85 \text{ t/m}^3$ Nuance Fe 500 MPa Module de Young longitudinal $E = 210\,000 \text{ MPa}$
Enrochement de l'épaulement (10/100 kg)	Masse volumique sèche $\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.10 \text{ t/m}^3$ Angle de frottement interne $\phi' = 40^\circ$ Inclinaison de poussée $\delta = 2/3\phi' = 26.7^\circ$ (hors séisme) Inclinaison de poussée $\delta = 1/3\phi' = 13.34^\circ$ (sous séisme)
Remblai terrestre compacté	Masse volumique sèche $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.10 \text{ t/m}^3$ Angle de frottement interne $\phi' = 40^\circ$ Inclinaison de poussée $\delta = 2/3\phi' = 26.7^\circ$ (hors séisme) Inclinaison de poussée $\delta = 1/\phi' = 13.34^\circ$ (sous séisme)
Enrochement (1/50 kg)	Masse volumique sèche $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$ Angle de frottement interne $\phi' = 40^\circ$

Tableau 4: Caractéristiques des matériaux

3) Niveaux d'eau

- Niveau d'eau à PBMVEE : + 0,00 M/Zh
- Niveau d'eau à PHMVEE : + 2.00 M/Zh

4) Séisme

Nous considérerons une accélération nominale de :

- **séisme de niveau I** : $a_N = 0.16g$ (RPS, 2000)

- **séisme de niveau II** : $a_N = 0.27g$ en conditions extrêmes

Les efforts sismiques sont calculés selon la méthode pseudo-statique (AFPS90) éditée avec :

- Coefficient sismique horizontal considéré $\sigma_h = 0.5 a_N \zeta /g$
- Coefficient sismique vertical considéré $\sigma_v = 0.4 \sigma_h$
- Coefficient du site $S = 1.0$ (sol de bonne résistance)
- Coefficient topographique: $\zeta = 1.2$
- Coefficient de priorité: $I = 1.0$ (classe 2)

5) Gradients Hydrauliques

Un gradient hydraulique de 1.00m, à considérer dans le cas de la marée basse de +0.00 M/Zh et dans le cas de la marée haute de +2.00 M/Zh.

II) Normes en vigueur

Dans l'étude des deux variantes, nous avons utilisé les normes suivantes :

- BAEL 91 modifié 99 pour le béton armé.
- L'EUROCODE 4 pour le dimensionnement des sections mixtes.
- CPT titre II pour le dimensionnement des pré-dalles.
- L'AFPS 90 pour le calcul sismique des quais sur pieux et du soutènement.
- RPS 2000 pour le calcul sismique

Partie 2 :

Etude de la 1^{ère} variante

« Quai sur pieux »

Chapitre 1 Conception et bilan des efforts

I) Conception du quai sur pieux

Au but de minimiser le coefficient de réflexion de l'ouvrage, un premier élément très important pour le quai est le talus constitué d'enrochement et d'un filtre qui respecte les conditions de Terzaghi, ce talus doit permettre un tirant d'eau de $-16,5$ mZH. L'image suivante montre la forme du talus :

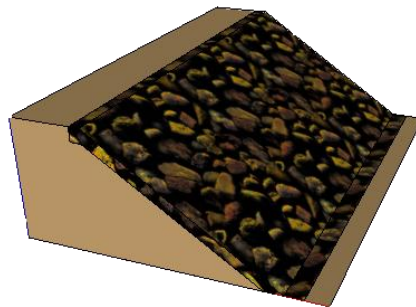


Figure 13 : Talus en enrochement

Pour arriver au niveau $+4,5$ mZH, qui est un niveau requis pour le bon fonctionnement du quai vis-à-vis des navires, un remblai terrestre au quai est soutenu par un mur de soutènement en palplanche :

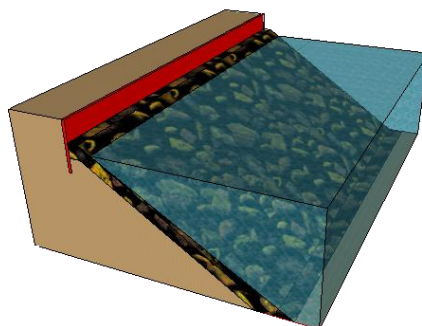


Figure 14 : Soutènement en palplanche

Pour soutenir les efforts de la plate-forme ainsi que les efforts horizontaux causés par les navires, des pieux circulaires seront mis en place. Ces pieux, verticaux et inclinés, auront une disposition particulière qui garantira une meilleure optimisation du nombre des pieux, le schéma suivant donne une idée sur la disposition de ces pieux :

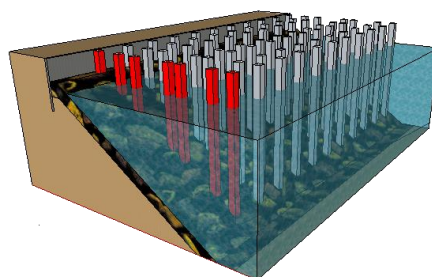


Figure 15 : Vue 3D des pieux dans la structure

Concernant les pieux, nous choisissons de travailler au début avec des pieux métalliques remplis en béton de diamètres 1,00 mètre. Selon l'implantation suivante :

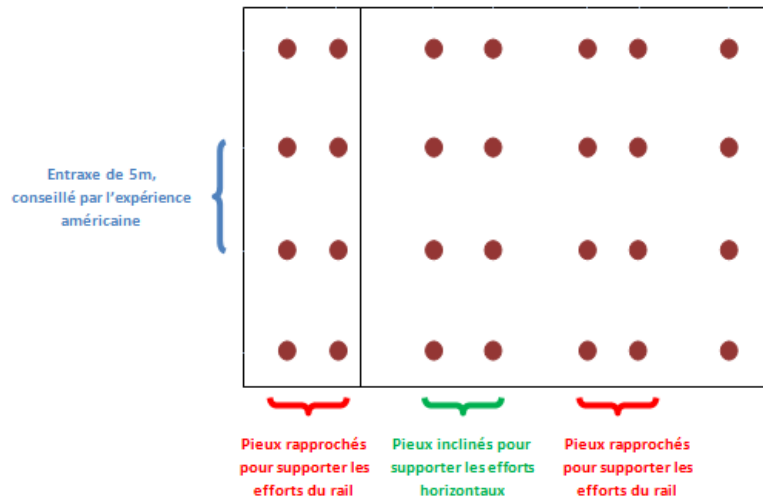


Figure 16 : Implantation des pieux dans la structure

Les pieux seront surmontés d'une plate-forme de type basse supportant une couche de remblai d'épaisseur 50 cm, qui a pour effet de bien répartir les efforts sur la dalle et d'éviter les problèmes de poinçonnement. Cette plate-forme est constituée d'un jeu de poutres liées au pieux grâce à des chapiteaux en béton, et d'une dalle qui est supportée par ces poutres selon la disposition suivante :

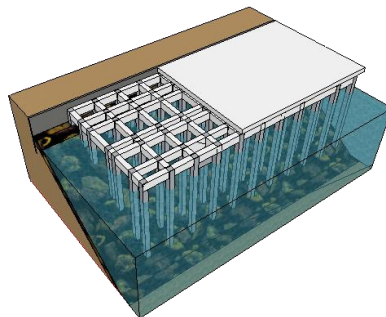


Figure 17 : Disposition de la plate-forme

Pour supporter directement les charges des navires, une poutre de couronnement sera mise en place ayant une forme de « L », le schéma suivant montre la forme de la poutre de couronnement :

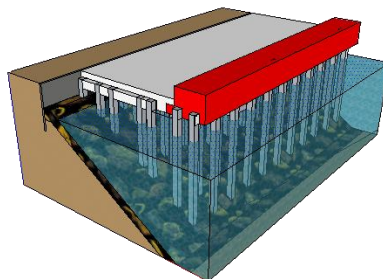


Figure 18 : La poutre de couronnement

Enfin, le remblai d'assise et les rails seront exécutés, pour terminer avec les derniers équipements du quai, à savoir les bollards et les défenses.

Il faut signaler que les chapiteaux sous la poutre de couronnement ont une forme particulière qui assurera une bonne liaison entre la poutre de couronnement et les pieux :

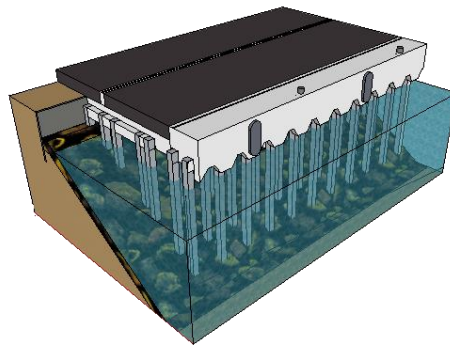


Figure 19 : Equipements finaux du quai

II) Efforts et cas de charges

I) Bilan des efforts agissant sur l'ouvrage

L'ouvrage est soumis à :

- Des charges permanentes
- Des charges d'exploitation
- Des charges accidentelles

A) Les charges permanentes

Concernant les charges permanentes, l'ouvrage sera soumis à :

- Son poids propre
- Poids des remblais
- Poussée des terres à l'arrière du soutènement
- Poussées hydrostatiques
- Poussée d'Archimède pour les parties de l'ouvrage immergées
- La charge hydrodynamique

B) Les charges d'exploitation

Concernant les charges d'exploitation, l'ouvrage sera soumis à :

- La surcharge des vrac.
- La charge d'amarrage.
- La charge d'accostage
- La charge du portique sur rails (charge roulante)
- La charge du vent sur le portique

C) Les charges accidentelles

Concernant les charges accidentelles, on considérera :

- Les deux niveaux du séisme
- L'effet hydrodynamique de l'eau au cas de séisme

2) Cas de charges

Les cas de charge à considérer sont les cas de charge pour la :

- Vérification à l'ELU
- Vérification à l'ELS
- Vérification à l'ELA

Les termes des cas de charges seront constitués des efforts suivants :

G_{max} : - Poids propre de l'ouvrage (- éventuellement poussée d'Archimède)
- Poids des remblais
- Poussées du terre-plein à l'arrière du mur (y/c déjaugage)

Q_{acc} : - Surcharges d'exploitation
- Charge d'accostage
- Portique sur rail (charge roulante)

Q_{am} : - Surcharges
- Charge d'amarrage d'exploitation
- Portique sur rail (charge roulante)

Q : - Surcharges d'exploitation
- portique sur rail (charge roulante)

Hyd : - Effet hydrodynamique de l'eau

V : - vent sur portique

S : - Séisme (niveau 1 et 2)
- Poussée des terres du au séisme
- Pression hydrodynamique pendant le séisme

A) Combinaisons de l'état limite de service (ELS)

A l'ELS, on étudiera les cas de charges suivants:

ELS 00 : $G_{max} + 1.20 Q_{am} + Hyd$

ELS 01 : $G_{max} + 1.20 Q_{acc} + Hyd$

ELS 02 : $G_{max} + 1.20 Q + Hyd$

ELS 03 : $G_{max} + Q_{acc}$

ELS 04 : $G_{max} + Q_{am}$

ELS 05 : $G_{max} + Q$

ELS 06 : $G_{max} + V$

B) Combinaisons de l'état limite ultime (ELU)

A l'ELU, on étudiera les cas de charges suivants:

ELU 10 : $1.35 G_{max} + 1.5 Q_{am} + 1.35 Hyd$

$$\begin{aligned} \text{ELU 11 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 Q_{\text{acc}} + 1.35 \text{ Hyd} \\ \text{ELU 12 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 Q + 1.35 \text{ Hyd} \\ \text{ELU 13 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 Q_{\text{am}} \\ \text{ELU 14 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 Q_{\text{acc}} \\ \text{ELU 15 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 Q \\ \text{ELU 16 : } & 1.35 G_{\max} + 1.5 V \end{aligned}$$

C) Combinaisons de l'état limite accidentel (ELA)

A l'ELA, on étudiera les cas de charges suivants:

$$\begin{aligned} \text{ELA 20 : } & G_{\max} + Q_{\text{am}} + S_1 \\ \text{ELA 21 : } & G_{\max} + Q_{\text{acc}} + S_1 \\ \text{ELA 22 : } & G_{\max} + Q + S_1 \\ \text{ELA 23 : } & G_{\max} + S_1 \\ \text{ELA 23 : } & G_{\max} + S_2 \end{aligned}$$

(MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, 1993)

III) Calcul des efforts et cas de charges

I) Les charges permanentes

A) Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Le pré-dimensionnement de l'ouvrage est basé sur des choix liés aux retours de l'expérience et aussi à des dispositions de conception qui respectent les conditions de faisabilité et d'optimisation. Ainsi, nous choisissons pour la poutre de couronnement les dimensions suivantes :

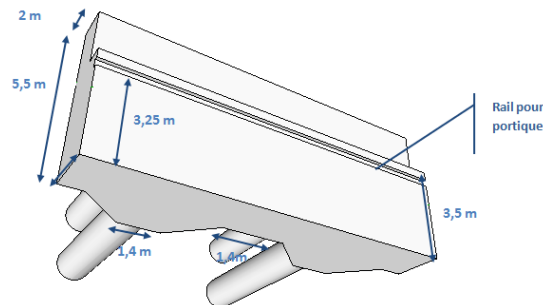


Figure 20 : Les dimensions de la poutre de couronnement

Concernant la plate forme, c'est une dalle sur poutres croisées. La liaison entre les pieux et la dalle sera assurée par des chapiteaux. Le tableau suivant résume les dimensions choisies pour la plateforme :

La dalle + Remblai	Epaisseur dalle	65 cm
	Epaisseur remblai	50 cm
Les poutres croisées	Hauteur des poutres	110 cm – 120 cm
	Largeur des poutres	100 cm – 110 cm
	Retombé de poutres	55 cm
Chapiteaux	Hauteur des chapiteaux	100 cm
	Largeur des chapiteaux	200 cm
	Retombé de chapiteaux	45 cm

Tableau 5 : Dimensions des éléments de la plate-forme

B) Calcul du poids propre de la poutre de couronnement

Nous avons choisi de calculer un poids moyen par mètre de la poutre de couronnement et qui est égale à : **34,492 t/m**

C) Calcul du poids propres des éléments de la plateforme

La plateforme est constituée d'une couche de remblai d'épaisse 50cm soit un poids de : **1 t/m²**

La partie béton de la plateforme est d'épaisseur 65cm soit un poids de : **1,625 t/m²**

Soit un poids total de la dalle qui vaut : **2,625 t/m²**

Le calcul du poids des poutres donne : **1,375 t/m**

Le calcul du poids des chapiteaux donne : **4,9 t/chapiteau**

Pour les pieux, nous travaillerons avec: **2,302 t/m** de hauteur du pieux

D) Poussée d'Archimède

Dans ce projet, nous tiendrons compte de la poussée d'Archimède, qui aura comme effet de diminuer le poids des parties immergées selon la valeur suivante :

$$P_{Ar} = -\rho_e V_{pieux\ immergé}$$

Soit une poussée d'Archimède qui vaut : **-0,805 t/m** de hauteur du pieu immergé

E) L'effet hydrodynamique de l'eau

Au début nous examinons, le cas d'un pieu placé dans un écoulement dont les vitesses sont horizontales à chaque point et chaque instant. Selon la théorie de Morison (ZORKANI, 2010), nous avons :

$$f = \frac{1}{2} \rho C_D D V^2 + \frac{1}{4} \rho C_M \pi D^2 a$$

Avec V et a s'expriment à chaque instant en fonction du champ de vitesses $u(x, t)$ à la côte z considéré par :

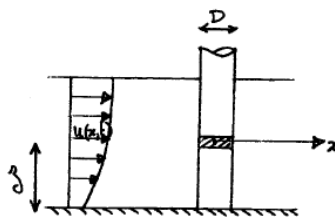


Figure 21 : Pression hydrodynamique sur les pieux

Avec V et a s'expriment à chaque instant en fonction du champ de vitesses $u(x,t)$ à la côte z considéré par :

$$v(t) = u(0, t)$$

$$a(t) = \frac{dv}{dx}(t) + v(t) \cdot \frac{du}{dx}(0,t)$$

Dans notre cas, nous avons un courant permanent, ce qui fait que la relation de *Morison* devient :

$$f = \frac{1}{2} \rho C_D D V^2$$

Avec C_D le coefficient de trainé, on a $C_D = 2$ et $V_{\max} = 0,16$ m/s.

En considérant que le profile de vitesse est parabolique le tableau suivant résume les différentes forces appliquées sur les pieux :

Pieux	H	F _{total}
1	15,1875	0,080 t
2	12,9375	0,068 t
3	9,1875	0,048 t
4	6,8625	0,036 t
5	3,1125	0,016 t
6	0,8625	0,005 t
7	-2,1375	0,000 t

Tableau 6 : L'effort hydrodynamique sur les pieux

Soit le point d'application se situe à une hauteur de $-\frac{H}{6} mZH..$

F) Poussée des terres à l'arrière du soutènement

La poussée des terres à l'arrière du soutènement sera utilisée et calculée à la partie du calcul de la palplanche.

2) Les charges d'exploitation

A) La surcharge des vrac

Le Terminal Vraquier sera dimensionné pour le vrac : minerais, charbon, coke, matières premières...



Figure 22 : Vrac sur une plate-forme

Le quai sera dimensionné pour:

- Une charge de **4 t/m²** sur la plate-forme
- Une charge de **6 t/m²** sur la partie terre

B) La charge du portique sur rails



Figure 23 : Image du portique sur rails

La charge du portique est une charge roulante donnée par les caractéristiques du portique. Dans notre projet, nous avons essayé d'analyser ces caractéristiques, figurant dans l'annexe 3, pour déduire la configuration la plus défavorable.

Le tableau suivant résume l'analyse de situations que nous avons faite :

Analyse des situations			Charge verticale Palée mer				Charge verticale Palée terre			
			PP (KN)	CO (KN)	VS (KN)	Total (KN)	PP (KN)	CO (KN)	VS (KN)	Total (KN)
Situation de service	Avant bec baissé	VE Parallèle	1950	422	46	2418	3890	-151	24	3763
		VE orthogonal	1950	422	24	2396	3890	-151	24	3763
	Avant bec levé	VE Parallèle	1950	-1430	26	546	3890	1284	56	5230
		VE orthogonal	1950	-1430	36	556	3890	1284	36	5210
Situation hors service	Avant bec levé	VE Parallèle	1950	0	205	2155	3890	0	368	4258
		VE orthogonal	1950	0	243	2193	3890	0	243	4133
					Max	2418			Max	5230

Tableau 7 : Charges du portique sur rails

Nous déduisons les deux configurations suivantes :

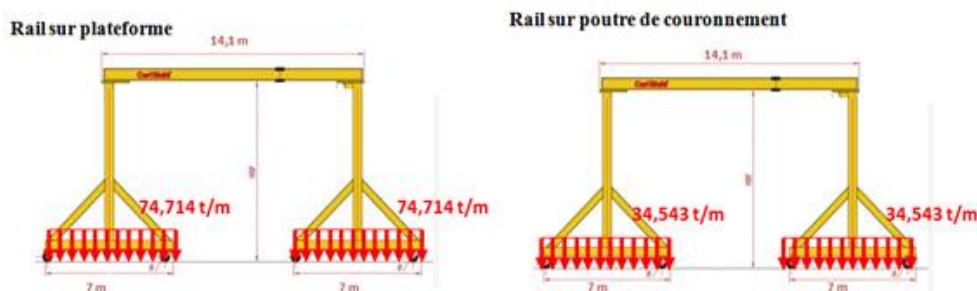


Figure 24 : Les charges par paquets de portique

C) La charge d'accostage

Pour le calcul de la charge d'accostage, nous commençons par calculer l'énergie d'accostage (FENTEK) en se basant sur la note de calcul figurant à l'annexe 4. Nous trouvons le résultat suivant :

$$E = 218,709 \text{ t.m}$$

Le quai Vrac spécialisé sera équipé de défenses cellulaires de type MCS 2250 qualité G2.0 ou similaires, et pouvant absorber, chacune, une énergie totale d'accostage de 315 t.m. Ainsi, selon le tableau figurant à l'annexe 5, la réaction maximale développée vaut **318,8KN** (FENTEK).

D) La charge d'amarrage

La charge d'amarrage est donnée par la capacité des bollards qui est de 100t.

E) La du vent sur le portique

La charge du vent sur le portique est prise forfaitairement 10% de la charge verticale appliquée par le portique. Cette charge sera orientée suivant la direction perpendiculaire sur le quai.

3) Les charges accidentelles

A) La charge du séisme

Les données sur la sismicité de projet sont issues de l'étude : « CID – Juillet 2010 – Evaluation de l'aléa sismique sur le site du complexe portuaire de Nador West Med » qui conclue que pour les études des ouvrages, les séismes de projet retenus seront les suivants :

- **Evènement de niveau 1** : Cet événement est considéré comme ayant une probabilité de dépassement supérieure de 10% sur une période de 50 ans. Il est considéré comme défini par une accélération horizontale maximale de 0.16g au substratum.
- **Evènement de niveau 2** : On définit par ailleurs des séismes de niveau 2, pour lesquels les ouvrages devront rester réparables. Il est considéré comme défini par une accélération horizontale maximale de 0.27g au substratum (CID, 2010).

B) L'effet hydrodynamique de l'eau dû au séisme

Pour le cas des quais sur pieux, l'effet hydrodynamique de l'eau dû au séisme est négligé à côté de la charge du séisme.

Chapitre 2 Etude du talus

1) Exploitation des essais

Les essais entamés pour ce projet sont des essais de type in-situ et au laboratoire, il s'agit des essais CPT et SPT accompagné par des essais au laboratoire pour déterminer des caractéristiques comme l'analyse granulométrique, la teneur en eau, la masse volumique...

1) Essai pénétrométrique

Le pénétromètre dynamique est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. L'essai consiste à mesurer le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement, sur 30 cm, d'un carottier. Il permet :

- D'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.
- De déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.
- D'estimer une caractéristique de portance, la « résistance dynamique de pointe »

L'utilisation du SPT est préférentiellement réservée aux sols pulvérulents.

2) Essai pénétromètre dynamique

Le principe d'un essai CPT (Cone Pénétration Test) consiste à enfoncer dans le sol avec une vitesse de pénétration contrôlée de 2 cm/sec, un cône normalisé, mécanique ou électrique, via un jeu de tiges. La force nécessaire pour enfoncer le cône et les tiges dans le sol est alors enregistrée.

La résistance au cône q_c est une indication de la consistance du sol. La résistance aux tiges est appelée résistance au frottement latéral sommée Q_{st} . Dans le cas d'un cône électrique, la résistance au frottement latéral local f_s est mesurée à l'aide d'un manchon à frottement. L'annexe 6 comportera les différents essais effectués à SQV7 qui sera utilisé pour le calcul.

3) Conversion des données vers des données pressiométriques

Pour exploiter ces essais il fallait faire une corrélation pour arriver à l'essai pressiométrique qui est plus parlant pour notre cas.

En effet, CASSAN a présenté une analyse des essais réalisés dans différents sites. Cette analyse a donné des fourchettes pour les rapports $N/(P_1-P_0)$ et N/E_M et a montré que ces résultats sont fiables pour des sols sableux (SHAHROUR, 2006). Le tableau suivant résume ces différentes fourchettes :

Matériau	$N/(P_1-P_0)$ (MPa ⁻¹)	N/E_M (MPa ⁻¹)
Argiles	15 à 20	1 à 1,5
Limons	30	3
Sables	15 à 20	1,5 à 2
craie	10 à 20	1

Tableau 8 : Tableau de corrélation entre essai SPT et pressiométrique

Finalement, nous obtenons pour l'essai 7 les résultats suivant :

Profondeur TN	Description lithologique	Nombre coups SPT	Coef. corrélation 1	PI* (MPa)	Coef. corrélation 2	Em (MPa)
-1,4	Alternance de sable fin légèrement argileux et sable fin	11	19	0,579	1,9	5,789
-4,2		15	19	0,789	1,9	7,895
-5,8		19	19	1,000	1,9	10,000
-8,2		23	19	1,211	1,9	12,105
-9,8		23	19	1,211	1,9	12,105
-12,2	Sable moyen	22	17	1,294	1,7	12,941
-13,8		54	17	3,176	1,7	31,765
-16,2		36	17	2,118	1,7	21,176
-17,8	Sable moyen légèrement argileux	35	19	1,842	1,8	19,444
-20,2		41	19	2,158	1,8	22,778
-21,8		30	19	1,579	1,8	16,667
-29,8	Grés altéré à passages cm d'argilite au sommet	80	16	5,000	1,6	50,000
-33,4	Marne argileuse grisâtre	58	15	3,867	1,5	38,667

Tableau 9 : Résultats de corrélation pour l'essai SQV7

II) Stabilité de pente du talus

Le talus est souvent la partie d'un quai sur pieux qui pose le plus de problèmes. Si la pente prévue initialement se révèle instable, il faut reconsidérer la largeur de la dalle et, éventuellement, augmenter le nombre de files de pieux, mettre en place un soutènement (avant ou arrière) ou le sur-dimensionner s'il était déjà prévu.

Pour notre projet, nous adoptons une pente de $\frac{3}{4}$ qui conduit à une plate forme de **26 m**.

D'autre part, lorsque le talus est exposé à la houle ou aux courants, il convient de le protéger par une carapace que l'on peut dimensionner par la formule d'Hudson (Guide Enrochement), sous laquelle on doit réaliser un filtre dont les différentes couches doivent vérifier certaines règles (Terzaghi par exemple). De plus, si les affouillements sont à craindre en pied de talus, il est bon de réaliser une butée de pied qui aura également pour effet de stabiliser la carapace.

D'après les résultats des sondages, le talus sera composé de 3 couches dont les caractéristiques seront schématisées.

Les calculs de stabilité sont en général faits par la méthode classique de **Bishop**. Ces calculs sont, le plus souvent, menés pour des ruptures circulaires, mais il est également possible d'étudier, par la méthode des perturbations, des courbes de forme plus quelconque. Il est recommandé de faire en sorte que le coefficient de sécurité ainsi obtenu soit supérieur à 1,5 (BENBOUZIYANE, 2008).

Dans notre cas, nous adoptons la méthode de bishop avec une approche déterministe qui (par expérience) donne des résultats fiables. Finalement, nous trouvons les résultats suivants :

Nom	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c(kPa)
remblai terrestre	19.62	40.0	5.0
sable fin arg	21.31	30.0	15.0
sable moyen	20.51	32.0	20.0

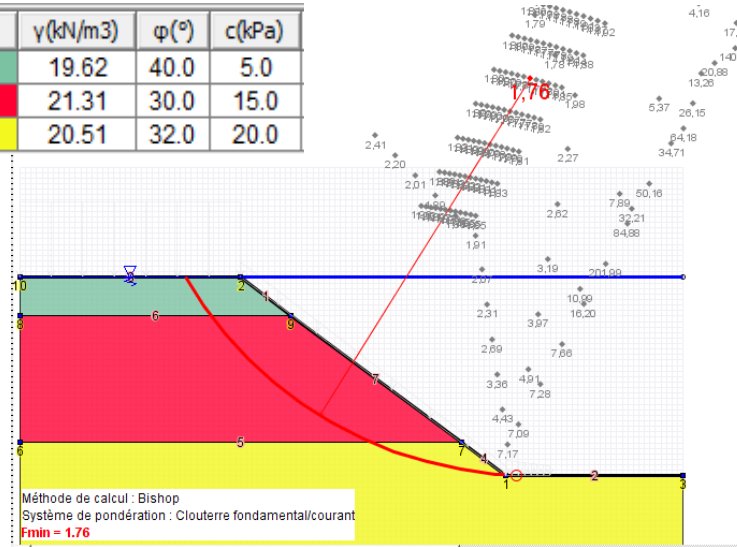


Figure 25 : : Résultat Talen pour calcul statique du talus

Dans le cas du séisme, nous trouvons aussi :

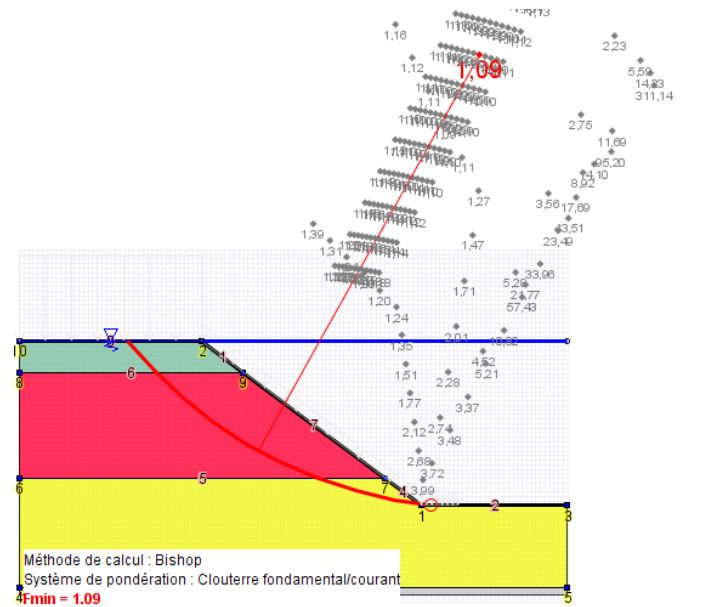


Figure 26 : Résultat Talen pour calcul dynamique du talus

Finalement on conclut que notre talus est stable.

Chapitre 3 Etude des pieux et chapiteaux

I) La force portante du pieu

1) Notion de fondation profonde

Si l'on exerce une force verticale Q croissante sur une fondation dont on peut négliger les déformations devant celles du sol environnant, supposé homogène, et que l'on mesure son enfoncement en fonction de la charge appliquée, on obtient une courbe du type ci-dessous :

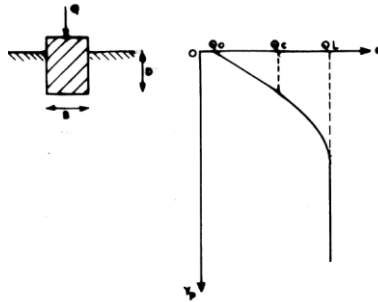


Figure 27 : : Enfoncement d'une fondation en fonction de la charge appliquée

On constate jusqu'à une certaine charge Q_c , dite charge de fluage, que la courbe est pratiquement rectiligne et on peut considérer que le comportement du sol reste à peu près réversible.

Au-delà de cette valeur, la pente de la courbe augmente progressivement jusqu'à ce que l'on atteigne la charge Q_L , pour laquelle l'enfoncement devient théoriquement infini, c'est pour laquelle il y a poinçonnement du sol (BENBOUZIYANE, 2010).

2) Décomposition de la charge

La charge limite Q_L peut être considérée comme la somme d'un terme de pointe et d'un terme de frottement, comme le montre le schéma suivant :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

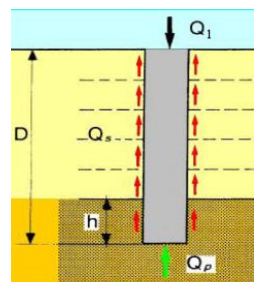


Figure 28 : Schéma explicatif de La charge limite Q_L

Pour le calcul de ces deux termes on utilise les relations suivantes :

$$Q_p = A q_p = A (q_l - q_0) = A k_p (p_1 - p_0)$$

Avec A: section de pointe
 Q_0 : pression verticale totale des terres au niveau de la base du pieu
 p_0 : pression horizontale totale des terres au même niveau
 p_1 : pression limite pressiométrique
 k_p : coefficient empirique appelé facteur de portance pressiométrique

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Avec P : périmètre du pieu
 q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote z
h : hauteur où s'exerce effectivement le frottement latéral

La charge limite Q_L correspondant à la rupture de la fondation, il convient de s'assurer qu'en service "normal", le pieu ne travaillera pas au-delà d'une certaine fraction de Q_L , et ce pour deux raisons principales :

- d'une part pour tenir compte des incertitudes dans l'évaluation de la charge limite,
- d'autre part pour limiter les tassements ;

Il est d'usage d'affecter un coefficient de sécurité de **3** au terme de pointe et de **2** au frottement latéral, ce qui conduit à une charge nominale $Q(ELS)$.

$$Q(ELS) = \frac{Qp}{3} + \frac{Qs}{2}$$

Dans le cas d'un chargement exceptionnel (état limite ultime), cette charge devient :

$$Q(ELU) = \frac{Qp}{2} + \frac{3Qs}{4}$$

Pour évaluer la portance du sol, nous avons programmé une feuille EXCEL qui donne directement les charges $Q(ELS)$ et $Q(ELU)$ en fonction des couches de sol et de la fiche des pieux (BENBOUZIYANE, 2010).

II) Calcul de la charge sur un pieu

1) répartition des charges

La structure est soumise à des charges verticales et horizontales. La solution optimale est celle qui permet de répartir ces efforts à peu près identiquement sur chaque rangée des pieux. Pour ce faire, il faut choisir les distances et les inclinaisons optimales. Voir *annexe 7*.

Ces pieux sont soumis, avant la répartition, à des efforts qui se présentent au tableau récapitulatif de l'*annexe 9*, ensuite, nous obtenons la répartition des efforts présentée au tableau dans la même annexe.

D'autre part les pieux sont généralement réalisés pour recevoir des charges axiales. Donc les efforts horizontaux seront transmis axialement aux pieux. En plus il est plus économique d'avoir recours à plus de pieux moins inclinés que moins de pieux inclinés avec une forte inclinaison. Une inclinaison est normale si elle est plus faible que **4/12**.

Il existe plusieurs méthodes pour répartir ces efforts. Pour notre cas, nous utiliserons la méthode graphique de *Culmann* et celle analytique de *Nokkentved* (FORNI, 1981) présentée à l'annexe 8, pour essayer d'avoir finalement une méthode programmable.

Procédure de la méthode :

- les pieux sont groupés en fonction de leur inclinaison (voir schéma équivalent des pieux);
- on suppose que tous les pieux sont soumis à des charges axiales seulement ;
- on utilise la méthode de *Nokkentved* pour répartir les pieux équivalents ;
- Dissocier les pieux des groupes et répartir l'effort équivalent du groupe.

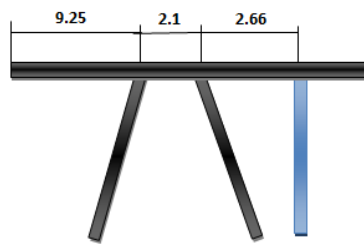


Figure 29 : Schéma équivalent de la structure pour la répartition des efforts sur pieux

Finalement nous trouvons les résultats présentés dans l'annexe 10 avec des pieux de longueur :

	Pieux 1	Pieux 2	Pieux 3	Pieux 4	Pieux 5	Pieux 6	Pieux 7
Hauteur pieux (m)	30	30	30	32	30	30	25

Tableau 10 : Hauteurs choisies pour les pieux

Avec :	PIEUX 1	PIEUX 2	PIEUX 3	PIEUX 4	PIEUX 5	PIEUX 6	PIEUX 7
QELU	605.11	605.11	766.98	1035.07	887.59	913.75	522.10
QELS	403.41	403.41	511.32	690.05	591.72	609.17	348.07

Avec le maillage suivant :

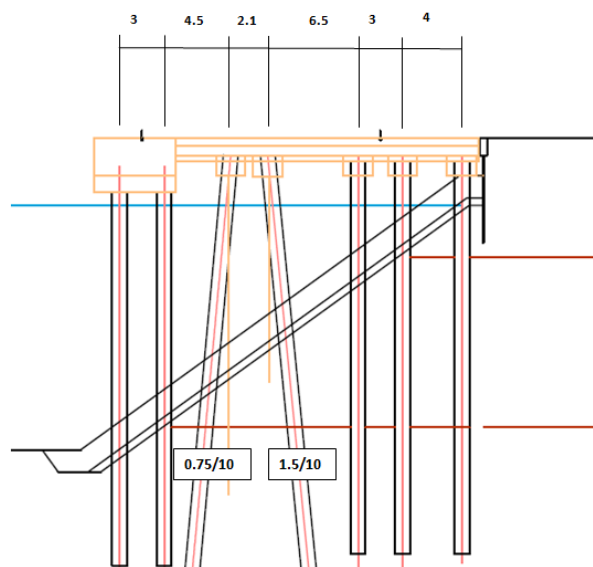


Figure 30 : Disposition et inclinaison des pieux

2) Calcul sismique

Concernant le séisme il s'agit de déterminer les actions sur chaque pieu pour un séisme de niveau1 ($a_N = 0,16$) et de niveau1 ($a_N = 0,27$).

D'autre part, pour les pieux que nous étudions, l'action sismique se décompose en:

- Actions dues à l'inertie propre de l'ouvrage et des charges permanentes qu'il supporte,
- l'action dynamique engendrée par la déformation des sols,

Pour cette raison, la première composante sera utilisée pour vérifier la partie des pieux hors sol. La vérification de la partie des pieux dans le sol sera effectuée par La deuxième composante d'action.

Cependant, avant de commencer le calcul sismique, il convient de noter que ces types de structures qui contiennent des pieux inclinés sont généralement sensibles à la liquéfaction. C'est pour cette raison que les codes parasismiques déconseillent, voire interdisent, l'utilisation des pieux inclinés ancrés dans un sol liquéfiable.

A) Vérification de la liquéfaction du sol

La liquéfaction est liée à la conjonction des trois paramètres suivants:

- Présence d'un matériau pulvérulent
- Présence d'une nappe
- Existence d'une sollicitation cyclique.

Elle présente le danger suivant sur les pieux inclinés :

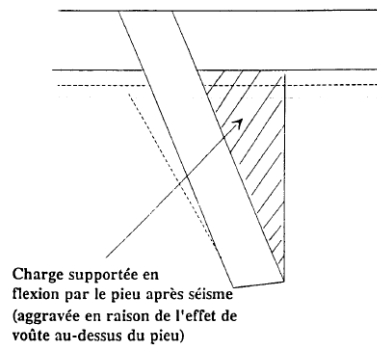


Figure 31 : Effet de la liquéfaction sur pieu incliné

La vérification de la liquéfaction s'effectue par une reconnaissance des sols en place ce qui permet d'identifier les sols potentiellement liquéfiables, et l'existence de sols potentiellement liquéfiables oblige des investigations complémentaires in situ ou en laboratoire, pour évaluer le risque.

D'après les Recommandations AFPS90, sont à considérer comme potentiellement liquéfiables les sols ci-après:

- Sables, sables vasards et silts présentant les caractéristiques suivantes :
 - Degré de saturation S_r voisin de 100%,

- Granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15$$

- Diamètre à 50%, D_{50} , compris entre 0.05 et 1,5 mm,
- Sol soumis à l'état final du projet à une contrainte verticale effective σ'_v inférieures aux valeurs suivantes:
 - 0.20 MPa en zones Ia et Ib
 - 0.25 MPa en zone II
 - 0.30 MPa en zone III

La contrainte verticale effective sera calculée avec les valeurs caractéristiques des charges permanentes (non pondérées) avec les méthodes usuelles.

- Sols argileux présentant les caractéristiques suivantes:
 - diamètre 15%, D_{15} supérieur à 0.005 mm,
 - limite de liquidité W_L inférieure à 35%,
 - teneur en eau w supérieure à $0.9 W_L$.
 - point représentatif sur le diagramme de plasticité se situant au-dessus de la droite A du diagramme,

D'autre part, ils Peuvent, a contrario, être considérés comme exempts de risque :

- Les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%, D_{10} , supérieur à 2 mm;
- Ceux dans lesquels on a simultanément
 - $D_{70} < 74$
 - $I_p > 10\%$

Lorsque les indications ci-dessus laissent apparaître une possibilité de liquéfaction, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires (GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE, 1994).

Pour notre cas, une vérification du sol a été faite justifiant que le sol n'est pas liquéfiable, et qu'il ne nécessite pas d'investigations complémentaires.

B) vérification de la partie des pieux Hors sol

Pour le calcul sismique de cette partie nous adopterons la *Méthode pseudo-statique* qui se prête bien pour les ouvrages qui développent une interaction avec le sol. D'autre part, Les pieux ont généralement une hauteur hors sol relativement importante, ce qui peut permettre de considérer que l'ensemble de l'ouvrage réagit comme une console encastrée à une certaine profondeur sous le niveau de la fondation.

Le calcul des forces d'inertie agissant sur l'ouvrage sera effectué à partir d'un modèle statique équivalent. En effet, on introduit dans les calculs, des coefficients sismiques adimensionnels équivalents σ_H et σ_V tel que tout élément matériel de masse m puisse être considéré comme soumis à une force de volume égale à la somme des forces de volume suivantes:

- Le poids mg ,

- Une force d'inertie horizontale égale à $\sigma_H mg$
- Une force d'inertie verticale égale à $\pm \sigma_V mg$

La figure suivante résume la prise en compte de ces cas :

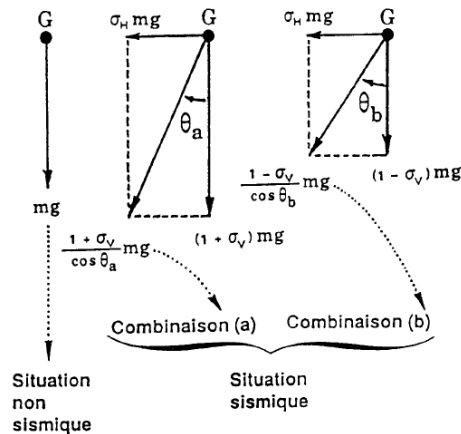


Figure 32 : Les forces d'inertie dans le cas sismique

La valeur des coefficients sismiques σ_H et σ_V dépend du type d'ouvrage et du site considéré.

Pour notre cas, nous avons :

Niveau 1

$$\sigma_H = 0,16$$

$$\sigma_V = 0,064$$

Niveau 2

$$\sigma_H = 0,27$$

$$\sigma_V = 0,108$$

Ensuite, nous adoptons le modèle brochette qui nécessite la détermination de la profondeur équivalente d'encastrement pour avoir longueur de la console encastree (GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE, 1994).

Pour déterminer cette profondeur équivalente d'encastrement, nous commençons, d'abord, par la détermination de D_e de chaque pieux suivant une méthodologie qui ressemble à celle suivie en statique. Et nous obtenons les longueurs L_i de chaque pieu. Connaissant la rigidité de chaque pieu, et considérant la plate-forme comme infiniment rigide, nous obtenons finalement une longueur équivalente, qui constitue la longueur de la brochette équivalente à notre système. Finalement, nous obtenons le schéma suivant :

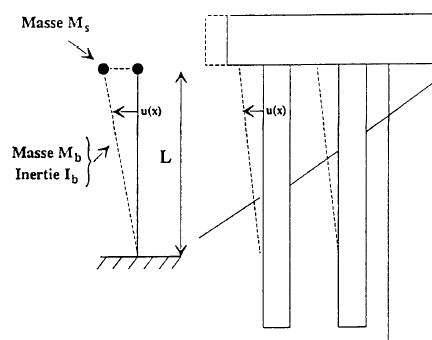


Figure 33 : Modèle brochette pour le calcul sismique

Cette méthode peut s'appliquer comme suit :

- **Répartition des masses :** Les masses sont constituées de deux parties (comme montre la figure ci dessus):
 - une masse concentrée en tête de la structure, notée M_s ,
 - une masse répartie le long des pieux sur la hauteur L prenant en compte la profondeur d'encastrement, correspondant à une masse totale M_b .
- **Calcul de la déformée :** La déformée sera calculée sous l'action d'une force concentrée égale à Mg en tête, et d'une force répartie, d'intensité égale à $p = M/g$. La rotation au niveau supérieur des pieux sera supposée nulle, compte tenu de la liaison réalisée par le platelage.
- **Calcul de la période propre :** La période propre de l'Ouvrage est alors donnée directement par la formule ci-dessous :

$$T = \pi \sqrt{\frac{L^3(M_s + 0,37M_b)}{3EI_b}}$$

Avec :

L : la hauteur de l'ouvrage brochette prenant en compte la profondeur d'encastrement équivalente à l'ouvrage complet au regard des déplacements $u(x)$

M_s : la masse de la partie supérieure de la structure

M_b : la masse de la partie hors sol des pieux

I_b : l'inertie totale des pieux

E : le module d'Young du matériau constitutif des pieux.

- **Les efforts :** Les efforts p et Mg permettant d'obtenir la déformée de la poutre sont :

$$F = \frac{1}{q} M_s u(0) \frac{M R(T)}{u(0) M_s + \left(\int_0^L u(x) dx \right) \frac{M_b}{L}}$$

Et une force répartie le long des pieux, d'amplitude :

$$p(x) = \frac{1}{q} \frac{M_b}{L} u(x) \frac{M R(T)}{u(0) M_s + \left(\int_0^L u(x) dx \right) \frac{M_b}{L}}$$

Où q est le coefficient de comportement à adopter pour le matériau constitutif des pieux, et $u(0)$ est le déplacement du platelage (GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE, 1994).

Pour des quais sur pieux, on peut considérer qu'il s'agit d'une structure de type 2 à régularité moyenne, ce qui conduit à un coefficient de comportement de **0,85 x 5** soit **q=4,25**.

Dans notre cas nous avons trouvé :

	Niveau 1	Niveau 2
T (s)	0.833	0.833
F (t)	497.47	839.48
P_X(t)	$0.005 X^2 - 2.638X + 24.812 - 54.013\text{Sin}(0.477 - 0.55X)$	$-0.001X^3 + 0.015X^2 - 7.213X + 68.091 - 145.485\text{Sin}(0.487 - 0.056X)$

Tableau 11 Efforts appliqués sur un pieu hors sol lors du séisme

Le calcul conduit à des moments de flexion importants, spécialement à l'encastrement des pieux. Pour évaluer la résistance du matériau constitutif des pieux, les moments et efforts tranchants "élastiques" obtenus par cette méthode sont à diviser par le coefficient de comportement q (sous réserve de respecter les dispositions constructives figurant dans les Recommandations AFPS90).

C) vérification de la partie des pieux dans le sol :

La vérification de la partie des pieux dans le sol sera effectuée en suivant deux approches :

- Une première approche qui tient en compte du mouvement du substratum pendant le séisme, et dans laquelle le pieu suivra le mouvement du sol.
- Une deuxième approche qui tient en compte de l'effort d'inertie de l'ouvrage et de la résistance du sol au mouvement du pieu.

La première approche nous donnera un effort de dimensionnement, et la deuxième approche nous donnera un déplacement à vérifier.

(a) La première approche : Le sol sollicite le pieu

L'approche étudiée dans ce paragraphe aura comme but de déduire le déplacement maximal que doit supporter le pieu, pour qu'il soit suffisamment flexible pour s'adapter aux déformations du sol induites par le séisme.

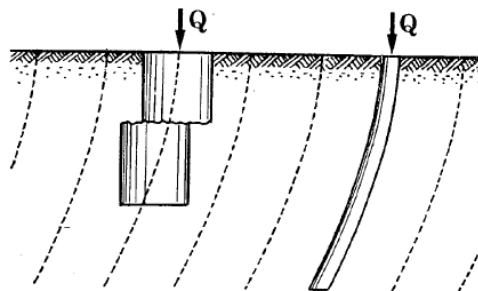


Figure 34 : Flexibilité du pieu dans le cas sismique

La méthode simplifiée utilisée consiste à déterminer la déformée d'un profil de sol sous l'action sismique, et de calculer la déformation du pieu en admettant que sa déformée propre est identique à un profil de sol considéré (SOULOUMIAC, 1986).

Dans notre cas, le pieu est ancré dans plusieurs couches, la méthode consiste à déterminer la période propre du premier mode de vibration du profil multicouche pour apprécier le déplacement au niveau du sol, et évaluer la déformée du profil correspondant à ce mode fondamental.

Pour la détermination de cette période propre, nous utilisons la procédure de Rayleigh dont l'algorithme est basé sur l'équation exacte de la pulsation :

$$\omega^2 = \frac{\int_0^H \rho V^2 \left(\frac{dX}{dz} \right)^2 dz}{\int_0^H \rho X^2 dz}$$

Obtenue en égalant l'énergie cinétique totale maximale et l'énergie potentielle du système quand il vibre librement dans le mode fondamental (SOULOUMIAC, 1986).

Une fois la période propre est calculée, nous auront pour chaque couche un déplacement exprimé comme suit :

$$d = (T^2/4\pi^2) a$$

Avec a l'accélération du niveau du séisme.

- **Calcul de la période propre**

Pour le calcul de la période propre, nous aurons besoin de connaître la vitesse des ondes de cisaillement V_i pour chaque couche, cette vitesse est calculée à partir du module pressiométrique du sol en suivant cette relation :

$$V = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec ρ le poids volumique du sol, et G le module de cisaillement qui est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par l'expression.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Par convention, on prend $\nu = 0,33$ pour calculer G à partir de E_M (SHAHROUR, 2006).

Nous présentons ici les résultats du calcul de la vitesse des ondes de cisaillement pour les couches de l'essai 7 :

	Em (MPa)	G (MPa)	ρ	Vi (m/s)
-1,4	5,79	2,176	2,17	31,670
-4,2	7,89	2,968	2,17	36,983
-5,8	10,00	3,759	2,17	41,623
-8,2	12,11	4,551	2,17	45,795
-9,8	12,11	4,551	2,17	45,795
-12,2	12,94	4,865	2,17	47,350
-13,8	31,76	11,942	2,17	74,183
-16,2	21,18	7,961	2	63,092
-17,8	19,44	7,310	2	60,456
-20,2	22,78	8,563	2	65,433
-21,8	22,22	8,354	2	64,631

-29,8	50,00	18,797	2	96,946
-33,4	38,67	14,536	2	85,254

Tableau 12: Calcul de la vitesse de l'onde du cisaillement

Ensuite nous présentons l'algorithme du calcul de la période propre des profils de couches de chaque pieux, avec :

$$A = ((H - Z_i)/V_i)^2 H_i \quad \text{et} \quad B = H_i (X_i + X_{i-1})^2$$

Et aussi l'hypothèse de la déformée qui s'exprime comme suit :

$$X_{i-1} = X_i + (H - Z_i)/V_i^2 \cdot H_i$$

Nous présentons ci-dessous le calcul de la période propre des pieux 1 et 2, pour les autres pieux le calcul figure à l'annexe 11.

N°	Hi (m)	H-Zi (m)	Vi (m/s)	Xi (mm)	Xi (%)	A (1000000)	B (1000000)	Ti (s)
				0	0,00			
5	2,7	7,65	64,631	4,945	49,72	37827,774	66,018	0,553
4	1,6	5,5	65,433	7,000	70,38	11304,351	228,291	0,391
3	2,4	3,5	60,456	9,298	93,49	8043,840	637,541	0,297
2	1,6	1,5	63,092	9,901	99,55	904,400	589,806	0,134
1	0,7	0,35	74,183	9,946	100,00	15,582	275,737	0,030
D _E	9					58095,947	1797,392	

Tableau 13 : Calcul de la période propre du profil du sol des pieux 1 et 2

• Déformée des pieux

Pour le calcul de la déformée des pieux, nous calculons le déplacement du profile sur chaque couche, puis nous assimilons la déformée à une fonction sinusoïdale $A \cos(Bx)$, avec **A** et **B** des constantes à déterminer.

Le calcul du déplacement s'effectuera par rapport au deuxième niveau du séisme $a = 0,27g$.

Nous présentons ci-dessous le déplacement maximal ainsi que l'allure de la déformée pour les pieux 1 et 2, les courbes des autres pieux figurent à l'annexe 12.

Le déplacement maximal des pieux 1 et 2 : **2cm**

L'allure de la déformation :

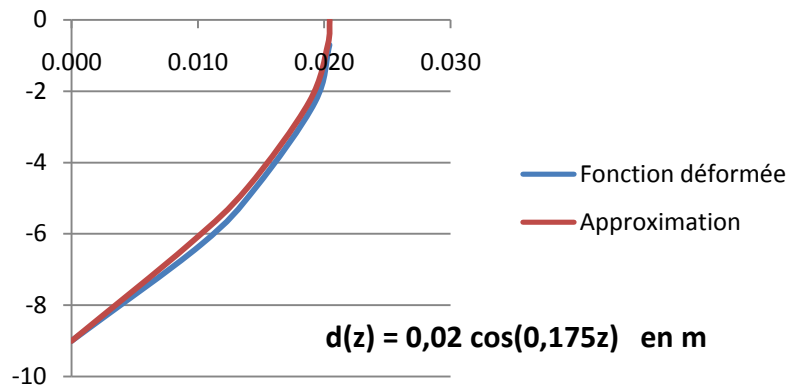


Figure 35 : Allure de la déformée Des pieux 1 et 2 dans le cas sismique

- **Traduction du déplacement en moment**

Pour la vérification des pieux vis-à-vis de la flexibilité par rapport aux déformations précédentes, nous traduisons ces déformations en moments selon la relation suivante (SOULOUMIAC, 1986) :

$$M(z) = \frac{\pi^2 EI}{4 H^2} d(z)$$

Nous présentons le résultat du calcul des moments pour chaque pieu :

Pieu 1 : $M(z) = 68,934 \cos(0,175z)$ en t.m

Pieu 2 : $M(z) = 68,934 \cos(0,175z)$ en t.m

Pieu 3 : $M(z) = 70,034 \cos(0,121z)$ en t.m

Pieu 4 : $M(z) = 69,533 \cos(0,112z)$ en t.m

Pieu 5 : $M(z) = 71,518 \cos(0,105z)$ en t.m

Pieu 6 : $M(z) = 75,717 \cos(0,105z)$ en t.m

Pieu 7 : $M(z) = 130,97 \cos(0,157z)$ en t.m

(b) La deuxième approche : Le pieu sollicite le sol

Dans ce paragraphe, nous étudierons le cas d'un pieu isolé soumis à un effort normal et un effort horizontal, ce qui provoque une résistance latérale du terrain (FORNI, 1981). Dans notre cas, cet effort horizontal n'est autre que l'effort tranchant causé par la force d'entraînement due au séisme au point d'encastrement. Nous supposons, à ce stade que la réaction du sol est proportionnelle au déplacement y selon la loi :

$$q = Cy$$

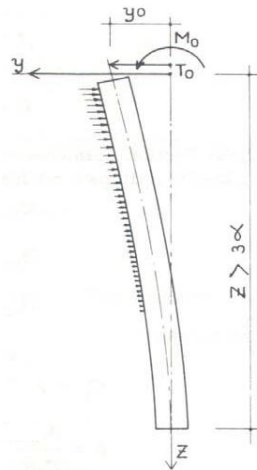


Figure 36 : Schéma d'un pieu soumis à M T N pour la méthode de Winkler

Selon la théorie de Winkler, le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + bCy = 0$$

Avec b : le diamètre du pieu

I : Inertie de la section

E : le module d'élasticité du matériau.

La solution de cette équation met en évidence une longueur d'élasticité α qui vaut :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}}$$

Cette solution nous donnera le moment appliqué sur le pieu.

- **Choix des coefficients de réaction du sol**

Nous commençons par calculer le coefficient de réaction pour chaque couche de l'essai 7, ce coefficient peut être calculé à partir de E et de PI^* selon la relation suivante (M.ARISTAGUES, 1986) :

$$C = \frac{6Em}{1,33B_0(2,65\frac{B}{B_0})^\alpha + \alpha B}$$

Avec $B_0 = 0,6$ m et $\alpha = 1/3$ dans notre cas. Le tableau suivant présente le calcul de C pour chaque couche :

	Em (MPa)	PI* (MPa)	E/PI	α	C (t/m ³)
-1,4	5,79	0,579	10,000	0,333	2114,723
-4,2	7,89	0,789	10,000	0,333	2883,713
-5,8	10,00	1,000	10,000	0,333	3652,703
-8,2	12,11	1,211	10,000	0,333	4421,693
-9,8	12,11	1,211	10,000	0,333	4421,693

-12,2	12,94	1,294	10,000	0,333	4727,028
-13,8	31,76	3,176	10,000	0,333	11602,705
-16,2	21,18	2,118	10,000	0,333	7735,136
-17,8	19,44	1,842	10,556	0,333	7102,479
-20,2	22,78	2,158	10,556	0,333	8320,046
-21,8	22,22	2,105	10,556	0,333	8117,118
-29,8	50,00	5,000	10,000	0,333	18263,516
-33,4	38,67	3,867	10,000	0,333	14123,786

Tableau 14 Calcul du coefficient de réaction du sol

Nous choisissons de calculer le coefficient de réaction pour chaque pieu selon les couches dans lesquelles ils sont ancrés. Nous trouvons ainsi les résultats suivants :

	Pieu 1	Pieu 2	Pieu 3	Pieu 4	Pieu 5	Pieu 6	Pieu 7
C_{moy} (t/m3)	8085,817	8085,817	8372,050	7684,077	7466,585	6937,975	3869,264

Tableau 15 : Coefficient de réaction équivalent pour chaque pieu

- **Calcul de la longueur d'élasticité pour chaque pieu**

Pour le cas des pieux circulaires, la valeur du diamètre du pieu utilisée sera remplacée par un diamètre apparent étant égale à 1,5 fois le diamètre.

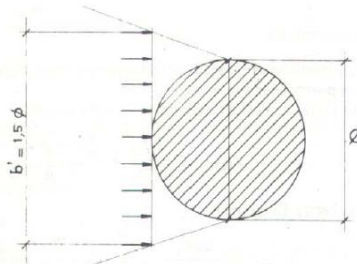


Figure 37 : Diamètre apparent d'une section circulaire

Le tableau suivant résume le calcul de la longueur d'élasticité :

	Pieux1	Pieux2	Pieux3	Pieux4	Pieux5	Pieux6	Pieux7
α (m)	1,58	1,58	1,57	1,60	1,61	1,64	1,90

Tableau 16 : Calcul de la longueur d'élasticité

- **Calcul des moments**

Pour le calcul des moments, nous commençons par calculer le coefficient $\beta = M_0/T_0\alpha$. Le moment a comme expression :

$$M(z) = T_0 \alpha C_1$$

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \beta \left(\sin \frac{z}{\alpha} + \cos \frac{z}{\alpha} \right) \right)$$

Nous présentons ci-dessous les expressions des moments pour chaque pieu, ainsi que le moment maximal. Nous signalons que pour le calcul du déplacement maximal, nous avons utilisé la formule suivante (FORNI, 1981) :

$$y_0(T,M) = \frac{2}{\alpha C b'} \left(T_0 + \frac{M_0}{\alpha} \right)$$

Nous présentons ci-dessous les résultats du calcul du moment pour le pieu 1, pour les résultats des autres pieux, ils figurent à l'annexe 13.

Le moment maximal: **343,65 t.m**

Le déplacement maximal: **2 cm**

L'allure du moment à partir du point d'encastrement :

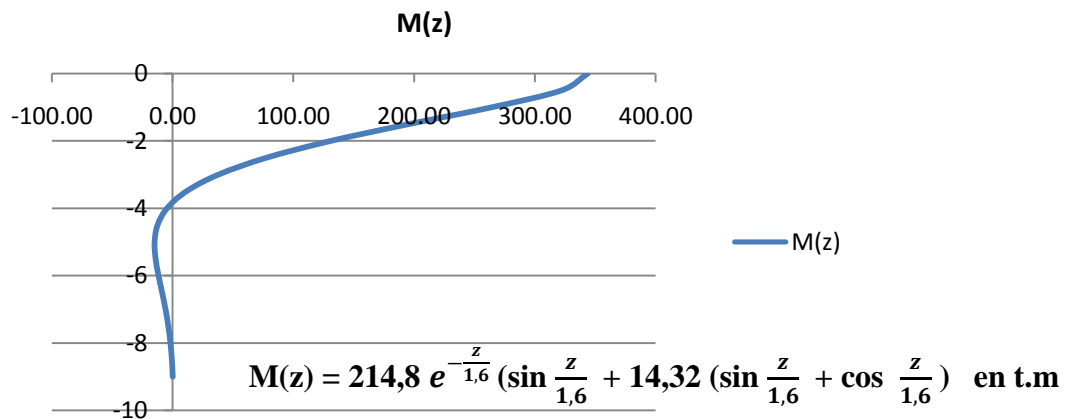


Figure 38 : Moment sur le pieu 1 dû la sollicitation du sol

D) Moment total sur un pieu :

Finalement, le moment total sur toute la hauteur des pieux est de la forme suivante (par exemple pour le pieu 1)

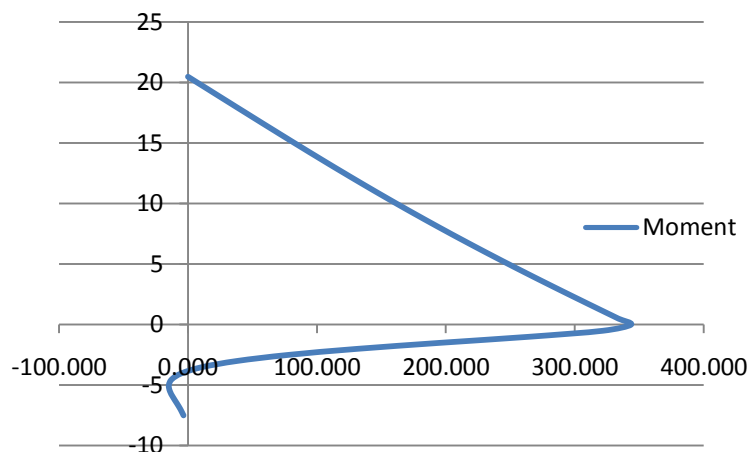


Figure 39 : Moment total sur un pieu

III) Dimensionnement des pieux

La structure repose sur des pieux métalliques remplis de béton, Il s'agit d'une structure mixte (acier + béton) de type profils creux remplis de béton. Le béton confiné à l'intérieur du profil permet d'augmenter, la résistance en compression du pieu (CEN, 1990).

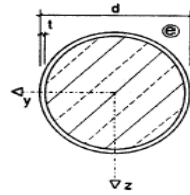


Figure 40 : Pieu à section mixte

1) Méthodes de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement qui figurent à l'annexe 14.

2) Résultats de calcul

En exploitant les résultats de calcul des charges sur les pieux, nous trouvons que les pieux résistent bien à ces sollicitations avec une épaisseur de **25** mm en réservant **6** mm pour la corrosion. L'annexe 15 présente l'ensemble des vérifications effectuées sur les pieux pour leur dimensionnement.

IV) Calcul des chapiteaux

Les chapiteaux sont des éléments de transition entre les poutres de la superstructure et les pieux. Ils assurent aussi l'ancrage des pieux pour former finalement une liaison articulée au niveau de ce chapiteau.

D'après les dispositions constructives pour le coffrage, le chapiteau doit déborder de plus de **0,5Φ** des pieux comme le montre la figure. Donc on aura des chapiteaux carrés de **2m** de largeur.

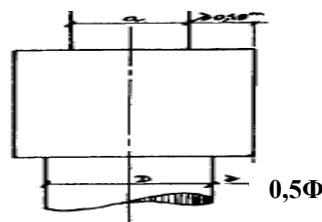


Figure 41 : Chapiteau du pieu

La hauteur totale du chapiteau peut être déduite de la hauteur utile calculée en ajoutant 5cm d'enrobage puisque le milieu agressif.

Pour le cas de la poutre de couronnement, nous avons prévu des chapiteaux de forme trapézoïdale pour assurer un bon ancrage avec la poutre de couronnement qui reçoit directement les efforts d'accostage et d'amarrage pour les répartir.

Concernant les dispositions de ferrailage, nous avons les minimums d'acier suivants :

- Aciers horizontaux inférieurs et supérieurs, de **4 cm²** par m de largeur
- Aciers verticaux de **2h cm²/m** et par face.
- Aciers horizontaux intermédiaires de **3cm²/m** de face verticale.

Cages de ferrailage :

Il peut être pratique de disposer les armatures en cages en forme de U pour les armatures inférieurs et de U renversés pour les aciers supérieurs comme la montre la figure ci-dessous. Le recouvrement des crochets des U supérieurs et inférieurs assurent une continuité verticale

Il ne reste finalement que disposer des armatures de répartition horizontales sous formes de cadres horizontaux répartis sur la hauteur du chapiteau

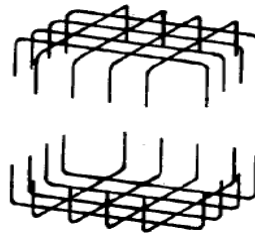


Figure 42 : Armatures du chapiteau

Pour le calcul des armatures on applique la méthode des bielles tout en tenant compte de dispositions constructives citées avant. Finalement on trouve :

	D (m)	a (m)	charge (t)	A semelle (m)	C (m)	d (m)	h (m)	As Horz (cm ²)
PIEUX 1	1	1	422,84	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 2	1	1	499,17	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 3	1	1	485,42	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 4	1	1	814,62	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 5	1	1	685,00	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 6	1	1	622,73	2	0,886	0,9	1	8
PIEUX 7	1	1	258,67	2	0,886	0,9	1	8

Tableau 17 : Section des armatures des chapiteaux de chaque pieu

Donc, nous prendrons **9HA12** pour les cages en U. pour les armatures de répartitions, nous prendrons **4** cadres **HA10**.

D'autre part, pour assurer la liaison entre les pieux métalliques et la plate forme ou la structure, nous prévoyons une liaison avec des armatures.

Généralement, nous utilisons les liaisons suivantes :



Figure 43 : Liaison entre chapiteau et pieu

Dans notre projet, nous choisissons la deuxième liaison en scellant les armatures dans le béton de remplissage.

Chapitre 4 Etude du soutènement

Derrière la structure il existe le remblai terrestre qui sera surchargé de $6t/m^2$. Pour soutenir le remblai terrestre et éviter son interaction avec la structure, nous avons prévu un soutènement en palplanche avec un joint de séparation. L'épaisseur de ce joint sera déterminée par la valeur maximale du déplacement du platelage.

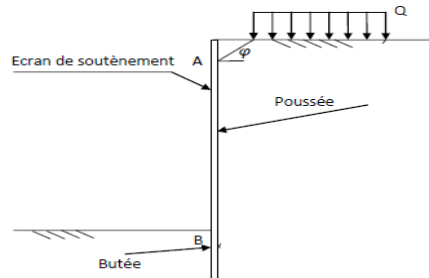


Figure 44 : Charges sur palplanche

I) Action sur la palplanche

La palplanche est soumise à :

- Poussée des terres
- Poussée due à la surcharge d'exploitation
- Force hydrostatique
- Butée

Le remblai situé à l'arrière du soutènement est composé d'un remblai terrestre dont les caractéristiques sont déjà présentées.

La poussée des terres est alors calculée selon la formule de *Coulomb* pour les cas statiques et selon la formule de *Mononobe-Okabe* pour les cas sismiques (AFPS90).

La poussée des terres pour les cas statique s'exprime par :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ca} + qHK_{ca} \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

$$F_{ca} = \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

La poussée active dynamique globale qui s'exerce sur la paroi est prise égale à :

$$E_T = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm \sigma_v) KH^2 + E_{wa} + E_{wd}$$

H : est la hauteur du soutènement

E_{wa} : poussée statique de l'eau interstitielle

E_{wd} : poussée hydrodynamique de l'eau interstitielle

γ^* : poids volumique du sol dépendant du cas étudié

K : coefficient de poussée des terre (statique + dynamique)

Or, nous sommes dans le cas d'un sol saturé de perméabilité faible, donc :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma^*}{\gamma - \gamma_w} \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

Concernant le niveau d'eau, nous considérons le cas le plus défavorable. En exploitant les données du remblai derrière palplanche, nous trouvons:

- Pour le Cas statique : $K_{ca} = 0,2174$
- Pour le cas dynamique $K_{ad} = 0,3217$

Le diagramme des efforts appliqués sur le rideau à la configuration suivante :

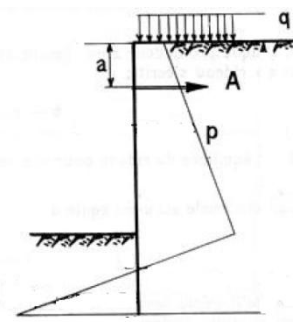
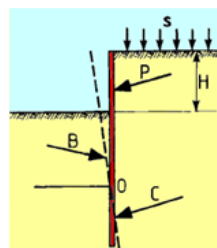


Figure 45 : Diagramme des efforts sur palplanche

II) Choix du type du rideau

En général, il existe deux types de rideaux, à savoir :

Rideaux simplement encastrés en pied



rideaux ancrés

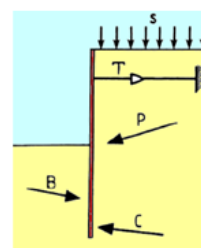


Figure 46 : Types de rideaux en palplanche

En calculant les deux types de rideaux sous les efforts précédents, nous trouvons :

	rideau ancré	Rideau simplement encastré en pied
--	---------------------	---

Hauteur de la palplanche (m)	7,17	16,20
------------------------------	------	-------

Tableau 18 : Hauteur trouvée pour chaque type de palplanches

Pour des raisons économiques et vu que le rideau simplement encastré en pied est réservé généralement pour des ouvrages de faible hauteur, nous optons pour un rideau ancré avec une hauteur de **7.25 m**. Avec :

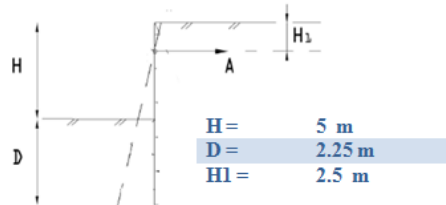


Figure 47 : Modélisation du rideau ancré

Il nous faut maintenant choisir la palplanche et déterminer le moyen de mobiliser une butée pour reprendre cette tension.

Pour choisir la palplanche, nous commençons, d'abord, par la détermination du moment maximal pour tous les cas de charges au niveau de la palplanche. En effet, suite aux sollicitations appliquées, nous obtenons le diagramme du moment suivant :

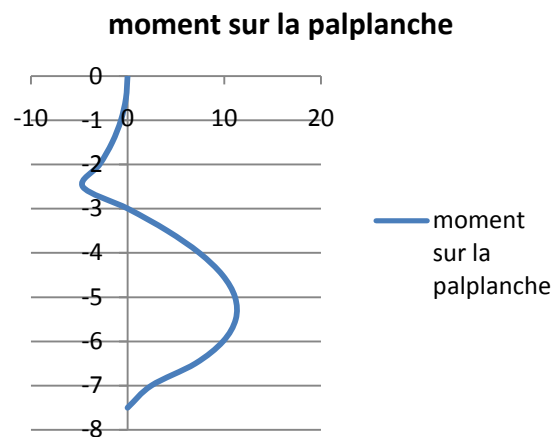


Figure 48 : Moment sur la palplanche

Avec un moment maximal de **10,91 t.m** à ELS.

Le tableau suivant résume tous les cas de charges :

	A (t)	Moment (t.m)
ELS	13.72	10.91
ELU	19.93	16.35
ELA Niv1	21.60	21.13
ELA Niv2	29.55	32.20

Tableau 19 : Moments maximaux par rapport aux différents combinaisons

La contrainte maximale dans la palplanche ne doit pas dépasser la contrainte admissible de l'acier :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

- M_{max} : moment maximum
- Z : module de résistance
- I : moment d'inertie calculé par rapport à l'axe médian du rideau
- h : épaisseur du rideau
- σ_{adm} : contrainte admissible fonction de la nuance de l'acier (par exemple 2/3 de la limite élastique σ_e à l'ELS)

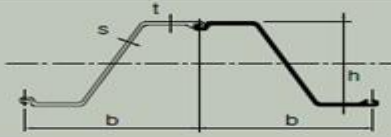
	ELU & ELA	ELS
Fraction de la limite d'élasticité	$\sigma_e / 1.1$	$2 \sigma_e / 3$
valeur	290.9	213.33

Tableau 20 : Limite d'élasticité de la palplanche

En prenant $\sigma_e = 320 \text{ MPa}$ et des profilés série AZ, issus de la combinaison d'un profilé et de la serrure *Larssen*, et qui offrent les avantages suivants :

- Un rapport module de résistance/poids extrêmement compétitif
- Un module d'inertie élevé limitant les flèches
- Une grande largeur autorisant des cadences de battage remarquables
- Une bonne résistance à la corrosion.

Et quant tenu du rapport I/h , nous choisissons finalement **AZ46** qui présente les caractéristiques suivantes (ARCELOR, 2006) :



Profil	Largeur utile		Epaisseur		Section	Masse		Moment d'inertie	Module de flexion élastique	Moment statique	Module de flexion plastique	Classe*				
	b mm	h mm	t mm	s mm		palplanche simple kg/m	rideau kg/m ²					S240	S270	S320	S355	S390
AZ 46	580	481	18,0	14,0	291	132,6	229	110450	4595	2650	5295	2	2	2	2	2

Figure 49 : Palplanche profilé série AZ Serrure Larssen

III) Ancrage

Il existe plusieurs méthodes pour mobiliser une butée afin d'assurer l'ancrage. Parmi ces solutions nous trouvons :

- Ancrage par palplanche
- Ancrage par dalle de frottement
- Tirants en béton armé ancré dans un puits rempli de béton cyclopéen...

Dans notre projet, nous adoptons pour la première solution puisque, nous réaliserons notre soutènement par des palplanches.

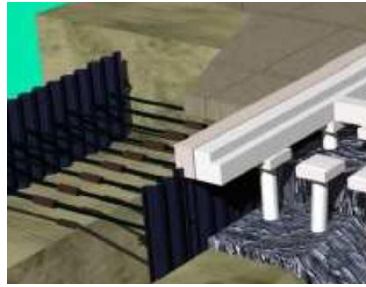


Figure 50 : Ancre en palplanche

D'après les calculs, l'ancrage résistera à un effort de traction maximal de **29,55 t**. Donc nous devons calculer la hauteur du rideau d'ancrage qui mobilisera une butée suffisante.

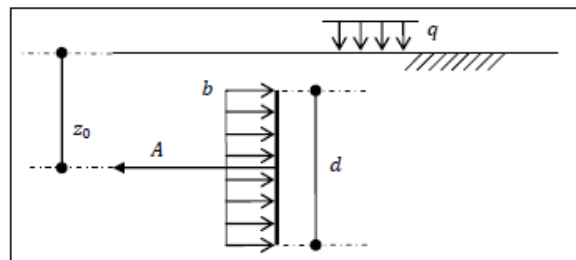


Figure 51 : Efforts sur l'ancrage

D'après *TERZAGHI*, lorsque la hauteur du rideau est supérieure ou égale à la moitié de la profondeur de son pied, la butée est pratiquement uniforme sur toute la hauteur du rideau et égale à sa valeur au niveau du tirant : $b = k_p \gamma z_0 - k_a (\gamma z_0 + q)$

Nous trouvons donc $b = 7,42$, et si nous prenons une hauteur de 4m on trouve $A = 29,67$ t/m.

Donc nous prenons une palplanche de Hauteur **4 m**.

Ensuite, pour que cet ancrage soit stable, le prisme de butée ne doit pas empiéter sur celui de poussée. L'ancrage doit se situer aussi en dessous de la ligne de talus naturel du sol en question qui passe par le point de pression nulle. Pour déterminer les prismes de poussée et de butée, nous supposons que les lignes de rupture de butée et de poussée sont des droites inclinées. En conclusion, l'ancrage doit se situer dans la zone hachurée (voir Figure).

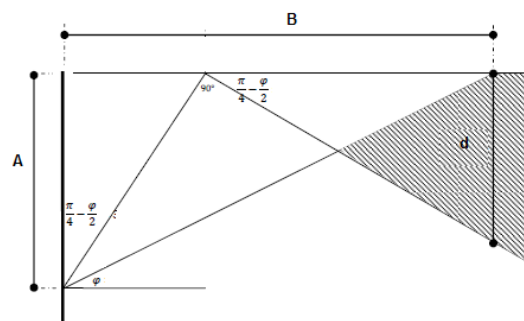


Figure 52 : Prisme de butée et de poussée

Pour notre cas $A = 7.25m$ $B = 8.65m$ $d = 2.5m$

Pour avoir $d > 4.5m$, il faut une distance de 13.05m. Donc nous implantons notre ancrage à une distance de **15 m**.

Chapitre 5 Etude de la poutre de couronnement

I) Conception

1) Le corps de la poutre

La poutre de couronnement sera réalisée à la forme de « L ». Cette poutre constitue le lien direct qui lie les navires au quai, et subira tous les efforts provoqués par ces derniers, à savoir les efforts d'amarrage et d'accostage. Le choix de la forme en « L » n'est pas un choix arbitraire, en effet, cette forme nous permet de mobiliser des efforts favorables (Poids des terres au dessus du patin, ainsi qu'une charge d'exploitation éventuelle) pour contrecarrer les efforts des navires.

Afin d'éviter les fissurations, la poutre ne pourra pas être coulée sur toute la longueur du quai. Elle sera constituée de tronçons de séparés de 20m.

2) Les défenses et les bollards

Le pré-dimensionnement de l'ouvrage d'accostage a donné les distances suivantes :

Longueur poutre de couronnement	20m
Distance entre deux défenses	20m
Distance entre deux bollards	30m

Tableau 21 : Distances entre bollards et défenses

Ce qui engendre des poutres de couronnements qui suivent la suite suivantes :

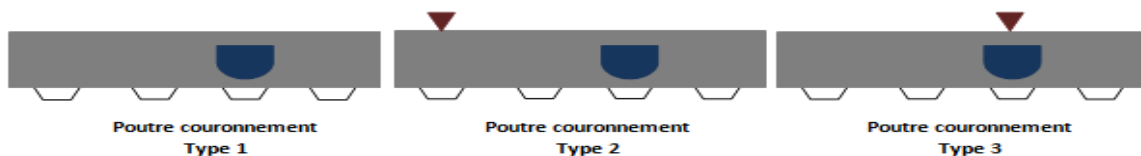


Figure 53 Types de poutres de couronnement courantes

Ces poutres de couronnement seront dimensionnées en fonction des positions des forces d'accostage et d'amarrage qui sont définies par les positions des défenses et des bollards.

II) Hypothèses de calcul et de charges

1) Hypothèses de calcul

A) Géométrie réelle

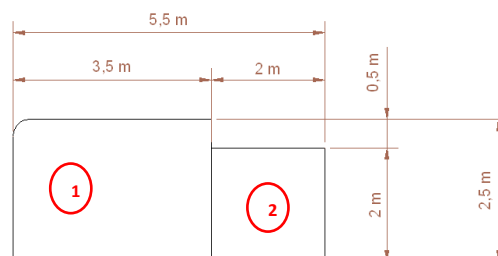


Figure 54 : Géométrie de la poutre de couronnement

Nous déterminons la position horizontale du centre de gravité et du poids linéaire de la poutre :

REP	Calcul	Poids	e/A	Mt/A
1	2,5 x 3,5 x 2,45	21,438	-1,75	-37,516
2	2 x 2 x 2,45	9,800	-4,5	-44,100
1 + 2		31,238	-2,613	-81,616

Tableau 22 Détermination du centre de gravité de la poutre de couronnement

B) Matériaux

Pour assurer le bon fonctionnement, nous utilisons un béton à caractéristiques améliorées :

- Dosage du béton : Q 400 qui donne à 28j une résistance de $f_{c28} = 30$ MPA

C) modèle équivalent

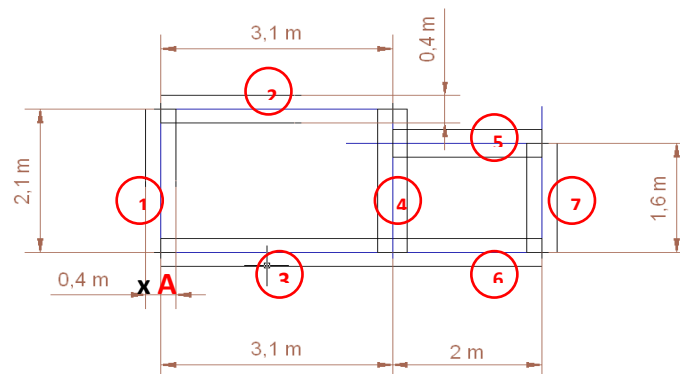


Figure 55 : Modèle équivalent de la poutre de couronnement

Les épaisseurs prises en compte sont égales au sixième du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section, conformément au solide équivalent recommandé par les règles BAEL (ROUX). Des connecteurs transversaux, d'épaisseur et de densité à déterminer, assureront à la fois :

- Les équivalents du poids
- La position horizontale du centre de gravité
- La diffusion thermique autant que gradient.

Pour le thermique, nous considérons qu'à partir de 80 cm de profondeur, la température reste constante sur 24 heure. La longueur de la poutre de couronnement est 20m.

Nous déterminons la position horizontale du nouveau centre d'inertie de la section :

REP	Calcul	Poids	e/A	Mt/A
1	0,4 x 2,1 x 2,45	2,066	-0,2	-0,413
2	0,4 x 3,1 x 2,45	3,050	-1,75	-5,338
3	0,4 x 3,1 x 2,45	3,050	-1,75	-5,338
4	0,4 x 2,1 x 2,45	2,066	-3,1	-6,406
5	0,4 x 2,0 x 2,45	1,960	-4,1	-8,036
6	0,4 x 2,0 x 2,45	1,960	-4,1	-8,036
7	0,4 x 1,6 x 2,45	1,574	-5,3	-8,344
Σ		15,728	-2,665	-41,912

Tableau 23 : Détermination du centre de gravité du modèle

A chaque extrémité de la poutre un clavetage est réalisé (voir paragraphe 4) et qui a comme but :

- Eviter le pivotement en cas de choc accidentel en extrémité de la poutre ;
- Répartir les efforts sur les deux poutres adjacentes.

Les éléments du clavetage sont calculés au cisaillement, ce dispositif permet de donner plus de liberté au déplacement longitudinal de la poutre causé par la dilatation thermique.

Pour avoir la même position du centre de gravité et le même poids, on prévoit des connecteurs d'épaisseur e et de densité d dans les milieux 1 et 2. Soient :

$m = 31,238 \text{ T}$ et $e = -2,613$ le poids et la position du centre de gravité du couronnement;

$m' = 15,728 \text{ T}$ et $e' = -2,665$ le poids et la position du centre de gravité du Contour;

m_1 et $e_1 = -1,75$ le poids et la position du centre de gravité du Connecteur 1;

m_2 et $e_2 = -4,3$ le poids et la position du centre de gravité du Connecteur 2;

L'équation de la conservation du centre de gravité donne :

$$e = \frac{m'.e' + m_1.e_1 + m_2.e_2}{m' + m_1 + m_2}$$

L'égalité des poids s'exprime :

$$m = m' + m_1 + m_2$$

Nous trouvons finalement:

$$m_1 = 10,581 \text{ T}$$

$$m_2 = 4,928 \text{ T}$$

Ainsi, les épaisseurs des connecteurs sont :

$$e_{p1} = 0,663 \text{ m}$$

$$e_{p2} = 0,629 \text{ m}$$

2) Hypothèses de charges

A) Poids du remblai sur le débord

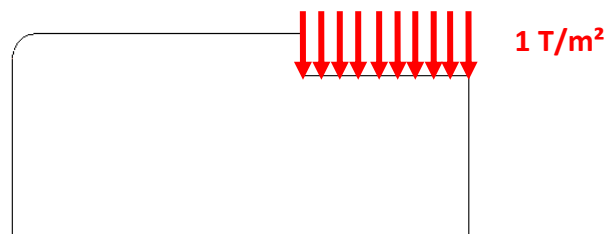


Figure 56 : Action du remblai sur la poutre de couronnement

B) Effort d'amarrage et d'accostage

Comme nous avons déjà vu, nous fixons les valeurs des efforts d'accostage et d'amarrage :

- Effort d'amarrage : **100 T** Effort d'amarrage à 50 cm au dessus du couronnement
- Effort d'accostage : **318 T**

Ces efforts seront appliqués en fonction des positions des défenses et des bollards.

C) Charge du vrac

La charge du vrac est fixée à $4T/m^2$.

D) Charge du portique sur rails

C'est la charge roulante que nous avons déjà calculée et qui a comme valeur $34,543 T/mL$.

E) Effort dû au gradient thermique

Nous prenons pour les températures intérieures et extérieures les valeurs suivantes :

$$T_i = 18^\circ$$

$$T_e = 40^\circ$$

La continuité du flux thermique donne :

$$\frac{T_e - T_i}{\frac{1}{h_e} + \frac{e}{\lambda_b} + \frac{1}{h_i}} = \frac{T_e - t_e}{\frac{1}{h_e}} = \frac{t_e - t_i}{\frac{e}{\lambda_b}} = \frac{T_i - T_i}{\frac{1}{h_i}}$$

En considérant qu'à partir de 80 cm de profondeur, la température reste constante, nous avons donc $e = 80\text{cm}$.

D'autre part, nous avons $1/h_e = 0,06 \text{ m}^2 \times ^\circ\text{C}/\text{W}$, $1/h_i = 0,11 \text{ m}^2 \times ^\circ\text{C}/\text{W}$ et $\lambda_b = 1,75 \text{ W}/\text{m} \times ^\circ\text{C}$.

Ainsi selon la formule précédente nous trouvons que la température moyenne sur les 40 cm extérieur est de 35°C

La température est variable sur les 80cm des connecteurs extérieurs.

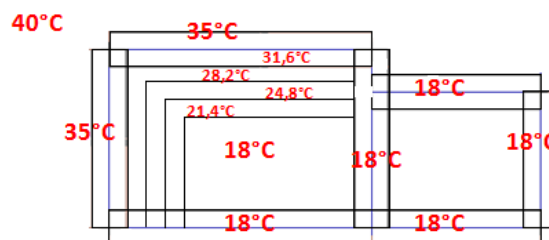


Figure 57 : Variation de la température dans la poutre de couronnement

3) Combinaisons et cas de charge

Pour le calcul de la poutre de couronnement, nous avons procédé de la même manière que les pieux, en ajoutant l'effort de la température avec un coefficient de $0,8$.

III) Calcul de la poutre de couronnement avec le logiciel Robot

1) Modélisation de la poutre avec le logiciel

La poutre de couronnement est modélisée avec le logiciel selon le modèle réduit calculé auparavant, ce modèle est constitué avec des panneaux puis rigidifié pour qu'il soit calculé autant que coque.

Une fois les liaisons adéquates, les cas de charges ainsi que le maillage sont choisis nous obtenant le modèle suivant sur Robot :

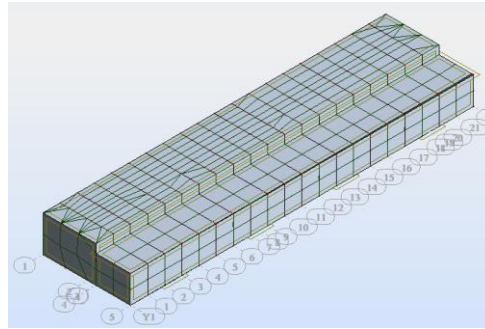


Figure 58 : Modèle de la poutre de couronnement sur Robot

Une fois le modèle est calculé, nous pouvons avoir tous les résultats RDM, que nous cherchons. Nous présentons ci-dessous la cartographie M_{xx} lié au cas simple du dimensionnement d'une poutre de Type 1 :

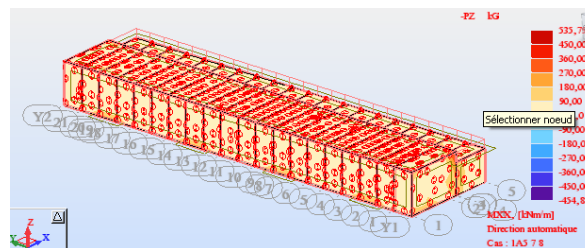


Figure 59 : Cartographie des moments M_{xx} dans la poutre de couronnement

Robot permet de calculer le ferrailage nécessaire pour la poutre de couronnement. Les paramètres du type de ferrailage dépendant de la norme avec laquelle nous travaillons à savoir le BAEL 91.

Après la définition de la direction du ferrailage, le matériau ainsi que les paramètres de fissurations, le calcul du ferrailage peut être lancé. L'annexe 17 présente un plan de ferrailage pour la poutre de couronnement.

IV) Ferrailage de l'extrémité de la poutre

1) Ferrailage de la partie préfabriquée

Cette partie de la poutre de couronnement est indispensable parce qu'elle a comme but solidariser le comportement des différentes poutres de couronnement vis-à-vis des efforts verticaux. Le schéma suivant montre la partie préfabriquée de la poutre de couronnement :

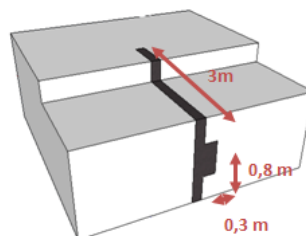


Figure 60 : Dimension du clavetage de la poutre de couronnement

Nous cherchons à évaluer les efforts maximaux transmis à l'ELU à la poutre adjacente. C'est efforts sont :

- Charge appliquée par le remblai;
- Poids propre de la structure;
- Charge du vrac;
- Charge du portique roulant.

Ainsi, nous avons :

Poids propre	48,125 T
Remblai	2,5 T
Vrac	27,5 T
Portique	51,78 T
Effort total à l'ELU	187,26 T

Tableau 24: Efforts à l'ELU sur le clavetage

Selon les règles du BAEL, on assimile l'extrémité de la poutre à une poutre courte (ROUX).

A) Vérification du béton :

Nous avons une contrainte tangente conventionnelle de $\zeta_u = 187,26 / (3 \times 0,8) = 78,025 \text{ T/m}^2$

Par contre, la limite réglementaire de ζ_u vaut :

$$\zeta_{ul} = \min \{ 0,15 f_{c28} / \gamma_B ; 4 \text{ MPa} \} \text{ avec } f_{c28} = 30 \text{ MPa, et } \gamma_B = 1,5$$

Soit, $\zeta_{ul} = 3 \text{ MPa}$

Ainsi la contrainte est **vérifiée** tant que $\zeta_u = 0,78 \text{ MPa} < \zeta_{ul} = 3 \text{ MPa}$

B) Calcul des armatures

Nous avons pour les armatures supérieures tendues :

$$A = M_u / z \cdot f_d + H_u / f_d$$

$$\text{Avec } H_u = 187,26 / 3 = 62,42 \text{ T}$$

$$M_u = 62,42 \times (0,3/2)^2 = 1,4 \text{ T.m}$$

$$f_d = f_c / 1,15 = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \delta = \min (4 ; 0,8/0,15) = 4 > 1,665 \text{ donc } z = 1,2 \times a \times (0,8 + 0,2 \times \delta) = 0,288 \text{ m}$$

$$\text{Soit, } A = 15,46 \text{ cm}^2 \text{ sur } 3\text{m}$$

Soit **T16e13**

$$\text{Pour les armatures de répartition, nous avons : } A_r = 1/4(12\delta \zeta_u / f_{c28} - 1)A < 0$$

Donc, on travaille avec **3T12**

2) Ferrailage de la partie coulée en place

Dans ce cas, nous avons la même valeur de a : a = 30cm

D'où on trouve le même ferrailage à savoir :

Armatures principales : **T16e13**

Armatures de répartition : **3T12**

Chapitre 6 Etude de la plate-forme

Comme nous avons déjà expliqué dans le premier chapitre, la plate-forme est constituée d'un jeu de poutres croisées liées aux pieux grâce à des chapiteaux en béton. L'étude de la plate-forme revient à étudier les poutres et la dalle.

Cette plate forme a été modélisée au début au cas statique avec le logiciel CBS, pour avoir un pré-dimensionnement des éléments constitutifs, puis elle a été transférée vers le logiciel Robot pour un calcul en éléments finis.

I) Etude des poutres de la plate-forme

1) Pré-dimensionnement avec le logiciel CBS

Les poutres ont été modélisées, au début, avec le logiciel CBS, et calculées avec la structure. Ce calcul est suivant le BAEL 91, et repose sur les combinaisons ELS et ELU. Le schéma suivant montre le pré-dimensionnement sur CBS.

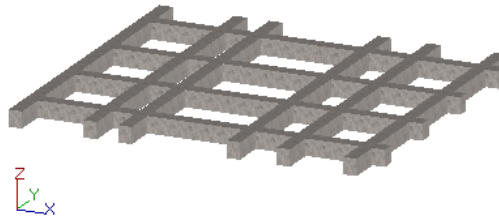


Figure 61 : Les poutres de la plate-forme

Ce calcul a mis en évidence l'existence de deux types de poutres :

- Poutres de dimension 100 x110
- Poutres de dimension 110 x 120

2) Calcul RDM avec le logiciel Robot

Le logiciel Robot permet de calculer selon un maillage donné les efforts RDM nécessaires pour la détermination du ferrailage réel. Le schéma suivant présente une cartographie du moment M_{xx} appliqué sur la plate-forme.

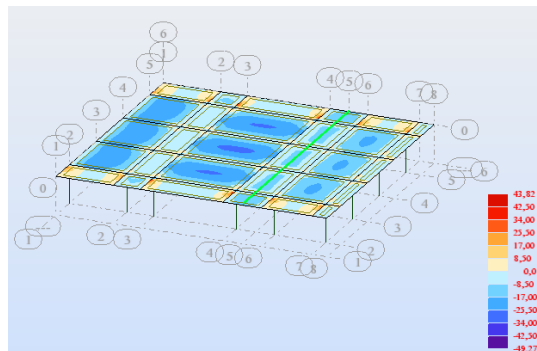


Figure 62 : Cartographie des moments M_{xx} dans la plate-forme

3) Dimensionnement et ferrailage des poutres

Une fois les résultats RDM nécessaires sont calculés, nous passons au calcul du ferrailage, et au tirage des plans d'exécution des poutres. Le schéma suivant présente le ferrailage d'une poutre de la plate-forme :

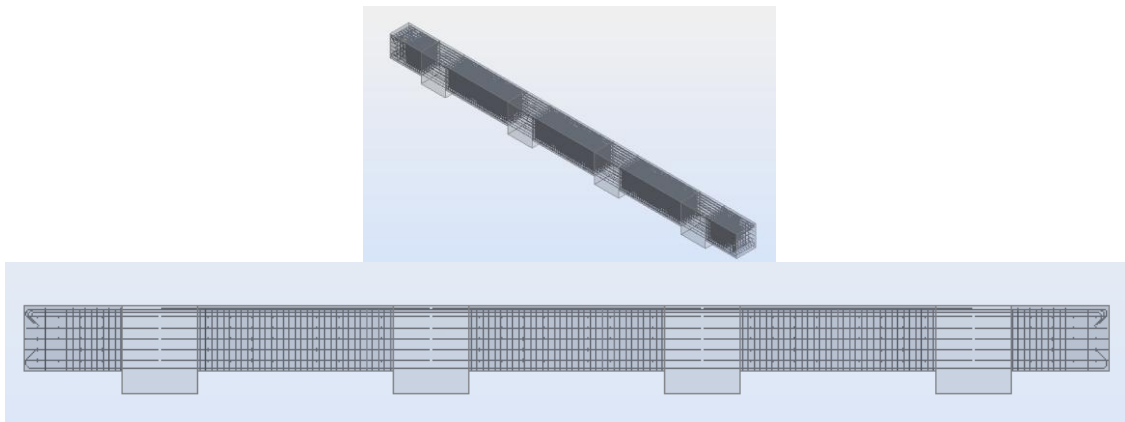


Figure 63 Ferrailage des poutres de la plate-forme

II) Etude de la dalle de la plate-forme

1) Pré-dimensionnement avec le logiciel CBS

De la même manière que les poutres, la dalle est pré-dimensionnée à l'aide du logiciel CBS, et nous obtenant le résultat suivant :

- Dalle d'épaisseur 65 cm.

Le schéma suivant donne une idée sur cette dalle :

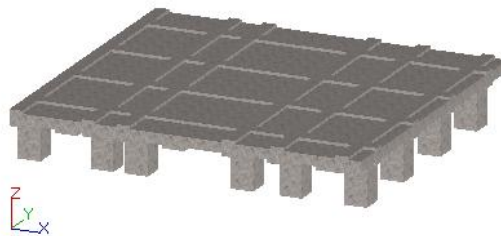


Figure 64 : Les dalles de la plate-forme

2) Dimensionnement et ferrailage de la dalle

Dans le logiciel Robot, nous choisisant le module « Calcul des dalles en BA », pour avoir le ferrailage nécessaire pour la dalle, nous signalons que ce ferrailage doit être complété par un treillis soudé.

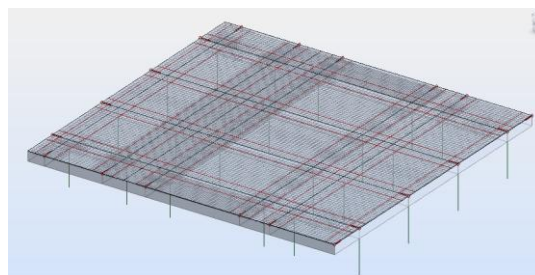


Figure 65 : Ferrailage des dalles de la plate-forme

Chapitre 7 Etude de la stabilité d'ensemble - Modélisation par logiciel

Pour vérifier la stabilité d'ensemble nous utiliserons le logiciel **PLAXIS8 2D**, et nous adopterons un modèle plan qui reste un modèle acceptable pour notre cas.

I) Présentation générale du logiciel

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Les modules de base du logiciel sont :

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent)
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure ϕ/c réduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

Pour le modèle de comportement, nous choisissons le plus simple utilisé dans PLAXIS, à savoir le modèle élasto-plastique de **Mohr-Coulomb**.

Les différents paramètres à entrer dans PLAXIS dans l'ordre où ils sont demandés dans les menus Data soils and interfaces à savoir :

- Les poids volumiques non saturé γ_{unsat} et saturé γ_{sat}
- Les perméabilités K_{0x} et K_{0y}
- Les paramètres du Mohr-Coulomb proprement dit: Coefficient de Poisson ν , module de Young E ou module de cisaillement G , Cohésion c , angle de frottement ϕ , angle de dilatance ψ ,
- Les paramètres de réduction d'interfaces R

De plus, un autre "paramètre" a déjà été rentré : il s'agit du coefficient de terres au repos K_0 qui intervient quand on peut initialiser les contraintes par la procédure K_0

II) vérification de la stabilité

1) calcul avec logiciel

Dans ce chapitre, nous analyserons l'effet de charges appliquées (sur la plateforme et sur la surface de stockage) sur le talus, le soutènement en palplanche et le sol de fondation; pour cela, nous étudierons, dans un premier temps, la stabilité du talus en prenant en considération toutes

les surcharges appliquées. Dans un deuxième temps, nous vérifierons l'effet des charges sur la structure et le sol de fondation.

Pour mener cette étude, nous suivons ces étapes:

- Définition de la géométrie du problème
- Définition des éléments de sols
- Modélisation du mur de soutènement
- Modélisation des pieux et de la plateforme
- Entrer les différents charges
- calculs phase par phase

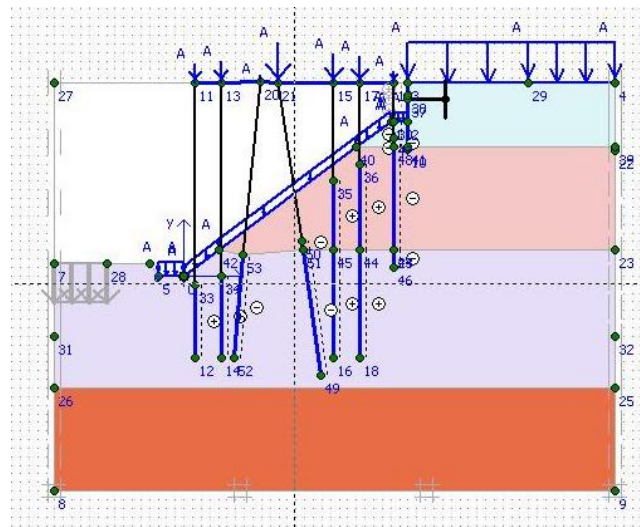


Figure 66 : Géométrie et charges de la structure sur PLAXIS

Pour les caractéristiques des sols, nous avons exploité les résultats des essais au laboratoire. La valeur de ν est 0.33 qui est souvent employée pour les sols.

Concernant la valeur d'angle de dilatance ψ on a adopté les valeurs suivantes :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

D'autre part, pour la valeur E (module d'élasticité), nous avons exploité l'essai pressiométrique, sauf qu'il ne faut jamais employer directement un module pressiométrique E_p comme module d'élasticité dans PLAXIS. Une possibilité peut être d'employer le coefficient rhéologique α , introduit par Ménard : ce coefficient a pour effet de multiplier le module mesuré E_p par un facteur de 1.5 à 2 (Le module pressiométrique: historique et modélisation, Sept 1996).

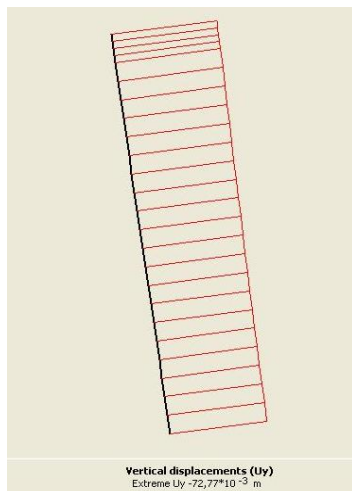
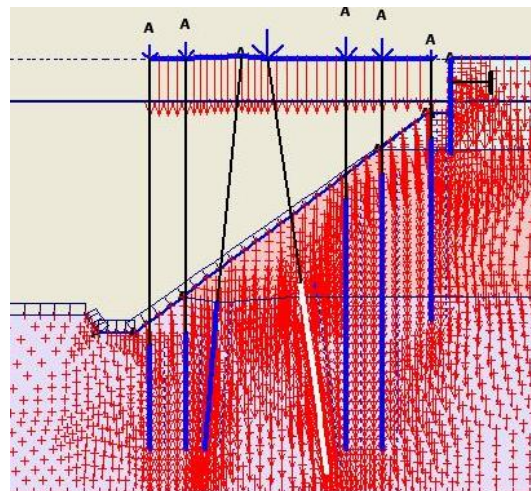
D'autre part, dans quelques cas, il peut être avisé de considérer un module d' Young pour le sol qui soit de l'ordre de 5 à 8 fois le module pressiométrique E_p . Dans notre cas nous adopterons un coefficient $E=2xE_p$.

2) Exploitation des résultats

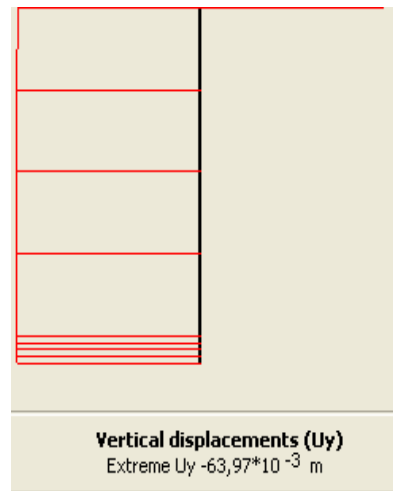
Suite au calcul de chaque phase, nous avons les résultats suivants :

- Le talus est stable.

- Le tassement maximal des pieux est causé par la combinaison 4 à l'ELS. Il est de 7,2 cm



Tassement du pieu



Déplacement vertical de la palplanche

Figure 67 : Cartographie du déplacement maximal de la structure

Mais ce tassement ne présente pas de danger pour la structure puisque il n'y a pas un tassement différentiel qui pourra nuire à la structure ou une grande différence de tassement entre la structure et la surface de stockage qui pourra nuire à l'exploitation.

Pour le tassement différentiel de la structure, le calcul de la distorsion donne une valeur qui est inférieure à 1/250.

Le déplacement Horizontale maximale de la palplanche est acceptable il est de 4 cm.

Partie 3 :

Etude de la 2^{ème} variante

« Quai à créneaux »

Chapitre 1 Conception de l'ouvrage

Comme pour la première variante, notre premier but est de minimiser le coefficient de réflexion de l'ouvrage, c'est pour cette raison que nous avons essayé de garder le même principe d'utilisation d'encrochement pour dissiper l'énergie de la houle. Dans cette variante, nous avons cherché à trouver une solution qui s'adapte avec l'utilisation des caissons, tout en respectant le but recherché.

Nous utilisons dans cette variante des caissons juxtaposés qui ont comme dimensions 4x26 m avec une hauteur de 18,5 m, ces caissons sont munis d'un radier qui a comme dimensions 14x26m. La coque du caisson est centrée sur le radier, et le caisson est posé sur une couche d'assise comme suit :

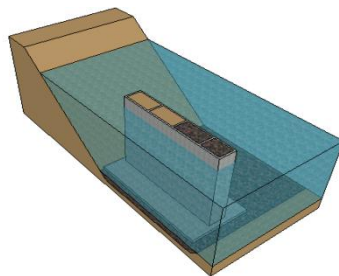


Figure 68 : Pose d'un caisson

Le schéma suivant montre la manière avec laquelle deux caissons sont juxtaposés, ce qui donnera une distance entre les nus des deux caissons qui vaut 10m. Nous signalons que nous avons choisi de remplir les alvéoles du côté mer avec du ballast, et les alvéoles du côté terre avec du sable.

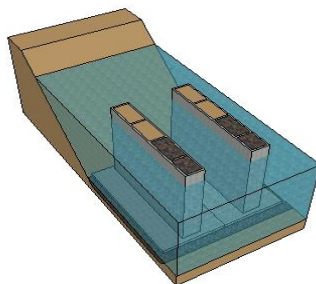


Figure 69 : Juxtaposition de deux caissons

Une fois les caissons sont posés, nous construisons un épaulement pour les caissons en utilisant le tout-venant. Ce tout-venant occupera l'espace à l'arrière des caissons, et jouera aussi le rôle de talus entre les caissons.

Les talus entre les caissons auront une pente de $\frac{3}{4}$, et supporteront des encrochements 1 à 2t qui joueront un rôle primordial pour la diminution de coefficient de réflexion de l'ouvrage.

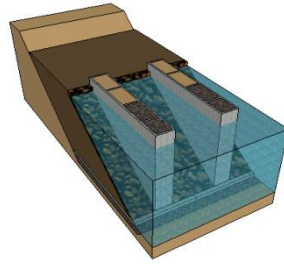


Figure 70 : Talus entre caissons

Une fois les caissons ainsi que les talus sont terminés, nous commençons à installer la plateforme qui est constituée d'une dalle qui lie entre chaque deux caissons, ces dalles auront un comportement semblable à celui des ponts dalles.

Ces dalles comprennent des poutres de couronnement pour supporter les efforts d'amarrage et d'accostage, et de bèches pour supporter les efforts du remblai à l'arrière de la dalle.

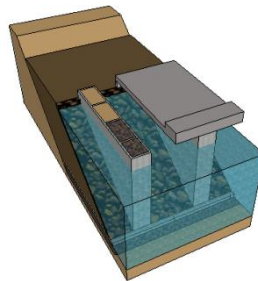


Figure 71 : Plate-forme sur les caissons

Le schéma ci-dessous montre la forme du quai une fois la dalle est terminée :

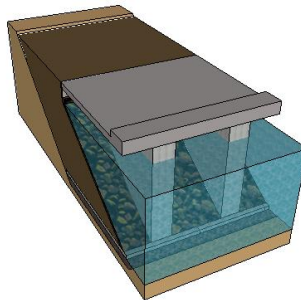


Figure 72 : Remblaiement et poutre de couronnement

Enfin, et comme pour la première variante, le remblai d'assise, la chaussée et les rails seront exécutés, pour terminer avec les derniers équipements du quai, à savoir les bollards et les défenses. Le schéma suivant donne une idée sur la forme finale du quai :

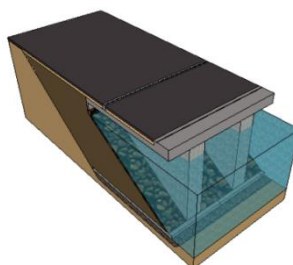


Figure 73 : Equipements finaux du quai à créneaux

Chapitre 2 Etude des caissons

I) Type et géométrie des caissons

1) Type des caissons du projet

A) Caissons

Un caisson est un ouvrage maritime poids, c'est-à-dire qu'il résiste aux forces de l'eau par son poids, il est composé de plusieurs alvéoles qui servent à augmenter son poids sans le rendre plus fragile. Dans la pratique, il y a différents types de caissons : Rectangulaire, Circulaire, Bilobés, Quadrilobés ...

- Les caissons rectangulaires souffrent d'une certaine fragilité le long des arrêtes, mais ils sont plus faciles à construire et donc moins coûteux.
- Les caissons circulaires n'ont pas d'arrêtes, mais ils sont plus difficiles à construire et donc plus coûteux.
- Les caissons bilobés sont constitués de deux alvéoles circulaires.
- Les caissons quadrilobés sont constitués de quatre alvéoles circulaires.

B) Type de caissons du projet

Pour notre cas, les caissons seront destinés à supporter la dalle ainsi que les efforts d'accostage et d'amarrage, nous adopterons, donc, des caissons rectangulaires avec des alvéoles remplis par le ballast au côté du bassin, et remplis par le sable au côté de la terre.

2) Géométrie des caissons

A) Pré-dimensionnement des caissons

Concernant la géométrie des caissons, nous travaillerons avec des caissons de **4 x 26 m**, posé sur un radier de **14 x 28 m**, et nous adopterons les dimensions suivantes pour le pré-dimensionnement :

Epaisseur du radier	70 cm
Epaisseur de parois extérieures	45 cm
Epaisseur de parois intérieures	30 cm

Tableau 25 : Dimensions du caisson

Une étude de flottaison a été faite pour vérifier les dimensions suivantes et fixer le nombre d'alvéoles. En effet, cette étude se base sur l'étude de la flottabilité du caisson à travers l'application du théorème d'*Archimède*. Finalement, nous avons trouvé les résultats suivant :

Volume béton de la base	274,4 m³
Volume des parois	536,13 m³
Surface du silo	104 m³

Tableau 26 : Données volumétriques sur le caisson

En acceptant une hauteur de flottaison de **16,37 m**, et qui assurera une marge de sécurité de **2,13 m**, nous fixons le nombre d'alvéoles qui est de **4**.

B) Géométrie adoptée pour les caissons

L'annexe 18 présente le plan de coffrage des caissons adoptés, ainsi que deux coupes explicatives.

II) Hypothèses du calcul

1) Hypothèses pour les matériaux

A) Béton du caisson

Pour les caissons, nous travaillons avec un béton qui a les caractéristiques suivantes :

- Un dosage Q400
- Une résistance à 28j de 30MPa
- Un poids volumique de 2,5 t/m³
- Un poids volumique déjaugé de 1,5 t/m³.

B) Matériaux du remplissage des alvéoles et épaulement

Les caractéristiques de ces matériaux ont été données auparavant à la première partie du rapport.

2) Hypothèses hydrauliques

A partir des données hydrauliques données à la première partie, un gradient hydraulique de 1,00 m, est à considérer dans le cas de la marée basse de +0,00 mZH et dans le cas de la marée haute de +2,00 mZH.

III) Hypothèses de chargement

1) Chargement à l'état normal

A) Poussée du sol

Le calcul du coefficient de poussée, à partir des tableaux de Kerisel, donne $K_a = 0,202$, parce que $\varphi = 40^\circ$. Soit :

$$\begin{cases} K_{an} = 0,181 \\ K_{at} = 0,091 \end{cases}$$

Concernant le poids du remblai au dessus de l'épaulement du caisson, nous avons une hauteur du remblai qui est égale à $h = 2,5\text{m}$, soit un poids du remblai qui est égale à $Pr = 5 \text{ t/m}^2$.

Nous déduisons le diagramme de poussée (en t/m²) suivant (BENBOUZIANE, 2011):

$$n(z) = 0,199z + 0,903$$

$$t(z) = 0,100z + 0,453$$

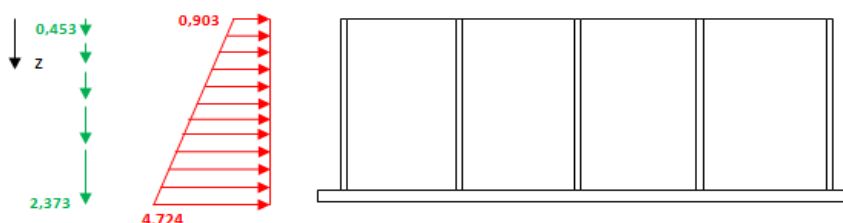


Figure 74 : Poussée de terre sur le caisson

B) Poussée du gradient hydraulique

L'effort du gradient hydraulique se présente de cette façon :

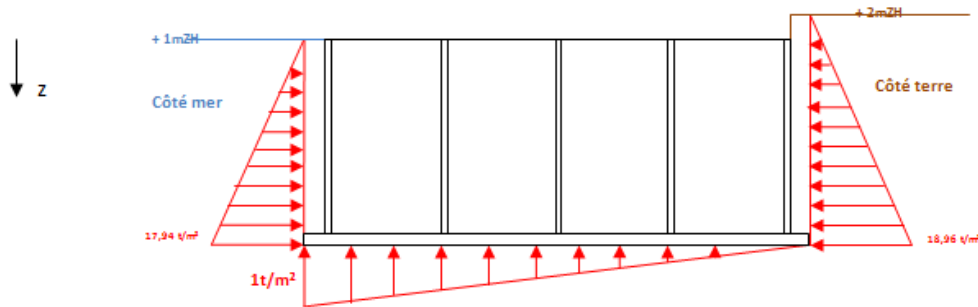


Figure 75 : Effort du gradient hydraulique sur le caisson

C) Poussée des surcharges sur terre pleine

Nous savons que la poussée sur la partie terre vaut 6 t/m^2 (BENBOUZIANE, 2011).

Nous trouvons donc :

$$\begin{cases} n(z) = Kan \times 6 = 1,083 \text{ t/m}^2 \\ t(z) = Kat \times 6 = 0,544 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Nous signalons que la surcharge sur la plateforme vaut 4 t/m^2 , un effort qui sera tenu en compte lors de la vérification du poinçonnement du caisson, et lors du calcul du ferrailage.

D) Effort d'amarrage

Nous considérons, comme la première partie, un effort d'amarrage de 100t appliqué sur les bollards, cet effort est incliné de 30° par rapport au plan horizontal.

E) Effort d'accostage

Dans notre cas, l'effort d'accostage est un effort stabilisant, et donc il ne sera pas tenu en compte dans le calcul de la stabilité du caisson. Cependant, il sera pris en considération lors du calcul du ferrailage du caisson.

F) Poussée due au remplissage des alvéoles

Pour effectuer ce calcul, nous cherchons à démontrer que les poussées à l'intérieure des alvéoles résultent d'un état de contrainte de silo circulaire. Ainsi, elles seront calculées par la méthode recommandée par les annales des l'ITBTP⁵ de Juillet- Août 1986.

(a) Modèle de calcul

Pour que nous puissions travailler avec le modèle « silo circulaire », nous devons vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Rayon hydraulique de la section} \leq 7,5\text{m} \\ \text{Elancement} \geq 3,5 \\ \text{Importance de la trémie} \geq 0,6 \end{cases}$$

Dans notre cas, nous avons :

- Le rayon hydraulique vaut : $r_H = \frac{S}{P} = \frac{18,755}{18,3} = 1,025 < 7,5 \text{ m}$

Tel que: S = l'aire de la section droite et P = le périmètre de cette section.

⁵ Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics

- L'élanement est égale à : $e = \frac{H}{rH} = \frac{18,5}{1,05} = 18,3 > 3,5$
- L'élanement est égale à : $\frac{h-h'}{H} = \frac{h-0}{H} = \frac{18,5}{18,5} = 1 > 0,6$

Avec h' qui représente la profondeur du rive de remplissage par rapport au plan moyen de remplissage et qui vaut 0 dans le cas des caissons.

D'où l'alvéole du caisson peut être assimilé à un ouvrage type "silo".

(b) Poussée due au Sable

L'angle d'inclinaison de la poussée sur la paroi en béton est (ISBA-TP, 1986):

$$\delta = 2/3 \varphi' = 16,667^\circ ; h'' = 1/2 r_h \times \text{tg } \delta = 0,153 \text{ m} ; \xi = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi'} = 0,642$$

Le premier état d'équilibre est caractérisé par la valeur la plus faible à prendre en compte pour λ .

$$m = \sqrt{1 - \xi^2} = 0,767 \text{ soit } \lambda_1 = \frac{1-m \sin \varphi'}{1+m \sin \varphi'} \cos^2 \delta = 0,469$$

Cet état se produit en général après remplissage, lorsque celui-ci est effectué en une seule étape, et lorsque le massif pulvérulent demeure au repos.

La hauteur de référence: $Z_{01} = \frac{r_h}{\lambda_1 \tan \delta} = 7,306 \text{ m}$

La profondeur réduite x est : $x = \frac{z-h''}{Z_{01}} = 0,137 z - 0,021$

La fonction exponentielle : $y = 1 - e^{-x} = 1 - e^{-0,137 z + 0,021}$

En générale, La pression appliquée sur les parois est égale à :

$$n(z) = K_n \frac{\lambda r_h}{\tan \delta} y$$

$$t(z) = n(z) \text{tg} \delta \quad \text{Avec } K_n = 1,15$$

Ainsi, à partir de la partie haute du caisson, nous avons :

$$n(z) = n(z=0) + K_n \frac{\lambda r_h}{\tan \delta} y$$

$$t(z) = n(z) \tan \delta$$

Or $n(z=0) = 6,963 \text{ t/m}^2$

$$n(z) = 6,963 + 3,22 (1 - e^{-0,137 z + 0,021}) \quad (\text{t/m}^2)$$

$$t(z) = 3,003 + 1,359 (1 - e^{-0,137 z + 0,021}) \quad (\text{t/m}^2)$$

Finalement, nous avons une pression au fond qui vaut :

$$P_{\text{fond}} = P_0 + K_v \lambda' (Z_{01} y_{\text{inf}} + h'')$$

Avec $y_{\text{inf}} = 1 - e^{-0,137 \times 18,5 + 0,021}$ et $K_v = 1,35$

Soit $P_{\text{fond}} = 9,816 \text{ t/m}^2$

(c) Poussée due au ballast

De la même manière, nous trouvons pour le cas du ballast (ISBA-TP, 1986) :

$$n(z) = 4,575 + 3,006 (1 - e^{-0,134 z + 0,030}) \quad (\text{t/m}^2)$$

$$t(z) = 1,974 + 1,296 (1 - e^{-0,134 z + 0,030}) \quad (\text{t/m}^2)$$

$$P_{\text{fond}} = 12,854 \text{ t/m}^2$$

Les allures des efforts de remplissage, pour le sable et le ballast, sont représentées à l'annexe 19.

G) Efforts dus aux surcharges du portique

Nous travaillons avec la même surcharge utilisée dans la première variante, à savoir :

- Le rail du côté mer a une charge répartie de **34,543 t/m** sur deux palets de 7m, séparés de 7,1m.
- Le rail du côté terre a une charge répartie de **74,714 t/m** sur deux palets de 7m, séparés de 7,1m.

H) Effort dû au gradient thermique

Le caisson est protégé par la poutre de couronnement et par la dalle, donc, il n'y a pas d'effort dû au gradient thermique.

2) Chargement au séisme

A) Poussée du sol au séisme

D'une façon analogue à celle vue à la première partie, nous calculons le coefficient de poussée, qui tient cette fois du séisme, à partir de la relation suivante :

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

Avec $\theta = \arctan(\sigma_h / (1 + \sigma_v))$

Nous travaillons avec un séisme de niveau II, donc nous avons $a_N = 0,27g$

D'autre part, nous avons un ouvrage poids, sur un site S_2 , donc $\sigma_h = 0,45 a_N \tau/g$ sachant que $\tau = 1$ et que $\sigma_v = 0,4 \sigma_h$.

Nous trouvons ainsi, $\sigma_h = 0,121$ et $\sigma_v = 0,048$ et $\theta = 6^\circ 61$.

Soit : $K = 0,263$

Et
$$\begin{cases} Kn = 0,256 \\ Kt = 0,061 \end{cases}$$

Concernant le poids du remblai au dessus de l'épaulement du caisson, nous avons une hauteur du remblai qui est égale à $h = 2,5m$, soit un poids du remblai qui est égale à $Pr = 5 \text{ t/m}^2$.

Nous déduisons le diagramme de poussée (en t/m^2) suivant :

$$n(z) = 0,295z + 1,279$$

$$t(z) = 0,070z + 0,303$$

B) Poussée du gradient hydraulique

La valeur de la poussée du gradient hydraulique est égale à la valeur trouvée à la première partie.

C) Effort d'amarrage et d'accostage

La valeur de l'effort d'amarrage est égale à la valeur utilisée à la première partie.

Pour cette partie aussi, l'effort d'accostage est un effort stabilisant, et donc il ne sera pas tenu en compte dans le calcul des caissons.

D) Surpression hydrodynamique

La résultante de la surpression pseudo-dynamique a comme valeur :

$$P_{\text{sur}} = \frac{7}{30} \gamma_w H^2 \sigma_H$$

Nous trouvons, ainsi, $P_{\text{sur}} = 9,945 \text{ t/m}$, appliquée à 0,6h en dessous de la nappe.

E) Dépression hydrodynamique

La résultante de la surpression pseudo-dynamique a comme valeur :

$$P_{\text{sur}} = \frac{7}{12} \gamma_w H^2 \sigma_H$$

Nous trouvons, ainsi, $P_{\text{dep}} = 52,34 \text{ t/m}$, appliquée à 0,6h en dessous de la nappe.

F) Poids propre mobilisé par le séisme

Nous commençons par calculer le poids propre de la structure et qui vaut :

$$M = 7470 \text{ t}$$

La résultante du poids propre mobilisé par le séisme vaut:

$$F_H = M \sigma_H$$

Soit

$$F_H = 907,6 \text{ t}$$

IV) Etude de la stabilité du caisson

1) Récapitulatif des charges

Le tableau récapitulatif, figurant à l'annexe 20, tient compte des différents efforts agissant sur le caisson, le schéma suivant résume ces différents efforts :

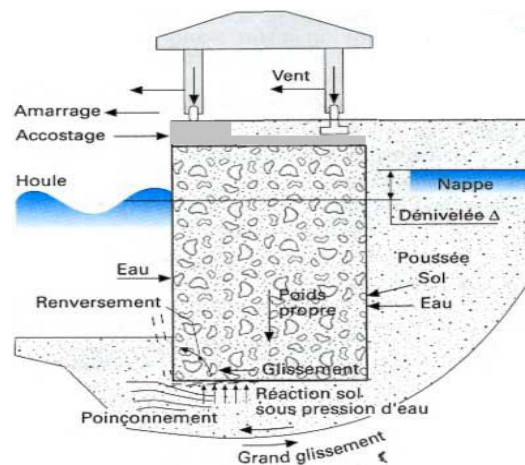


Figure 76 : Différentes charges sur le caisson

Nous signalons que pour la vérification de la stabilité et du renversement, nous n'avons pas tenu compte des efforts de la surcharge du vrac, ainsi que des charges du portique, parce qu'ils constituent des charges favorables pour la stabilité du caisson.

2) Stabilité au renversement

A) A l'ELS

$$\begin{aligned} \text{A l'ELS, nous avons :} \quad \Sigma V &= 7114,021 \text{ t} \\ \Sigma H &= 532,415 \text{ t} \\ \Sigma Ms &= 114274,63 \text{ t.m} \\ \Sigma Mr &= 6136,117 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Nous calculons le coefficient de renversement : $Csr = \frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = 18,623 > 1,5$

Ainsi, le renversement est *vérifié*.

B) A l'ELU

A l'ELU, nous affectons des coefficients de pondération selon le type des efforts, nous avons :

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 7059,797 \text{ t} \\ \Sigma H &= 763,56 \text{ t} \\ \Sigma Ms &= 113649,735 \text{ t.m} \\ \Sigma Mr &= 8942,113 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Nous calculons le coefficient de renversement : $Csr = \frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = 12,709 > 1,2$

Ainsi, le renversement est *vérifié*.

C) Au séisme

$$\begin{aligned} \text{A l'ELS, nous avons :} \quad \Sigma V &= 7059,581 \text{ t} \\ \Sigma H &= 1844,443 \text{ t} \\ \Sigma Ms &= 112804,759 \text{ t.m} \\ \Sigma Mr &= 20903,36 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Nous calculons le coefficient de renversement : $Csr = \frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = 5,396 > 1,1$

Ainsi, le renversement est *vérifié*.

3) Stabilité au glissement

A) A l'ELS

Nous calculons, au début, le $\tan \delta$, tel que : $\tan \delta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 0,075$

D'autre part, nous avons $\tan \delta_{lim} = \tan 35^\circ = 0,474$

D'où le coefficient de stabilité : $Csg = \frac{\tan \delta_{lim}}{\tan \delta} = 6,331 > 1,5$

Ainsi, le glissement est vérifié.

B) A l'ELU

Nous calculons, à l'ELU, le $\tan \delta$, tel que : $\tan \delta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 0,108$

D'autre part, nous avons $\tan \delta_{lim} = \tan 35^\circ = 0,474$

D'où le coefficient de stabilité : $C_{sg} = \frac{\tan \delta_{lim}}{\tan \delta} = 4,381 > 1,2$ Ainsi, le glissement est vérifié.

C) Au séisme

Nous calculons, au séisme, le $\tan \delta$, tel que : $\tan \delta = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 0,261$

D'autre part, nous avons $\tan \delta_{lim} = \tan 35^\circ = 0,474$

D'où le coefficient de stabilité : $C_{sg} = \frac{\tan \delta_{lim}}{\tan \delta} = 1,814 > 1,1$ Ainsi, le glissement est vérifié.

4) Stabilité vis-à-vis le poinçonnement

A) A l'ELS

Au début, nous avons $e/A = \frac{-\Sigma M_s + \Sigma M_r}{\Sigma V} = -14,655$

Et $e/G = \frac{L}{2} + e/A = -0,655 < L/6$

Donc la base est totalement comprimée.

Alors nous calculons la contrainte de comparaison de Meyerhoff :

$$\sigma_{mey} = \frac{\Sigma V}{L'B} = \frac{\Sigma V}{(L-2e/G)B} = 24,981 \text{ t/m}^2$$

D'autre part, nous calculons q_u selon la formule suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c$$

Dans notre cas, nous avons :

$D = 0$: fondation superficielles

$C = 0$: terme de cohésion

Soit : $q_u = \frac{1}{2} \gamma (L - 2e/G) N_\gamma = 1614,797 \text{ t/m}^2$

Avec $N_\gamma = 100$, selon DTU 13-12, puisque $\varphi = 40^\circ$.

La valeur de q_u est corrigée pour tenir compte de l'inclinaison des efforts, de cette manière

$$\delta = \arctan \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = 3,732^\circ$$

$$i_\delta = (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 = 0,822$$

Soit : $q_{u\delta} = 1327,530 \text{ t/m}^2$

Et finalement nous calculons le coefficient de poinçonnement :

$$Csp = \frac{qu\delta}{\sigma_{mey}} = 53,141 > 3$$

Ainsi, le poinçonnement est *vérifié*.

B) A l'ELU

Nous procédons de la même manière que l'ELS : $e/A = \frac{-\Sigma Ms + \Sigma Mr}{\Sigma V} = -14,214$

Et $e/G = \frac{L}{2} + e/A = -0,214 < L/6$

Donc la base est totalement comprimée.

Alors nous calculons la contrainte de comparaison de Meyrohhf :

$$\sigma_{mey} = \frac{\Sigma V}{L'B} = \frac{\Sigma V}{(L-2e/G)B} = 27,808 \text{ t/m}^2$$

D'autre part, nous calculons q_u :

$$qu = \frac{1}{2}\gamma(L - 2e/G)N_\gamma = 1614,797 \text{ t/m}^2$$

Et puis la correction de q_u selon l'inclinaison des efforts :

$$qu\delta = 1327,53 \text{ t/m}^2$$

Et finalement nous calculons le coefficient de poinçonnement :

$$Csp = \frac{qu\delta}{\sigma_{mey}} = 47,739 > 2$$

Ainsi, le poinçonnement est *vérifié*.

C) Au séisme

Nous procédons de la même manière que l'ELS : $e/A = \frac{-\Sigma Ms + \Sigma Mr}{\Sigma V} = -10,897$

Et $e/G = \frac{L}{2} + e/A = 3,103 < L/6$

Donc la base est totalement comprimée.

Alors nous calculons la contrainte de comparaison de Meyrohhf :

$$\sigma_{mey} = \frac{\Sigma V}{L'B} = \frac{\Sigma V}{(L-2e/G)B} = 30,417 \text{ t/m}^2$$

D'autre part, nous calculons q_u :

$$qu = \frac{1}{2}\gamma(L - 2e/G)N_\gamma = 1318,514 \text{ t/m}^2$$

Et puis la correction de q_u selon l'inclinaison des efforts :

$$qu\delta = 660,248 \text{ t/m}^2$$

Et finalement nous calculons le coefficient de poinçonnement :

$$Csp = \frac{qu\delta}{\sigma_{mey}} = 21,707 > 1,1$$

Ainsi, le poinçonnement est *vérifié*.

V) Calcul du ferrailage du caisson

1) Modélisation du caisson

Pour calculer le Ferrailage du caisson, nous utilisons le logiciel Robot avec les différents cas de charges de façon à obtenir le cas le plus défavorable, ces cas sont :

- **Flottaison à vide** : le caisson n'est soumis qu'à la poussée hydrostatique et à son poids propre, Nous étudions ce cas seulement pour les parois extérieures qui subissent la poussée hydrostatique, cette variante peut être déterminante pour les parois extérieures car l'effort intérieur du ballast qui équilibre la poussée de l'eau, est nul.
- **Modèle en cours de remplissage** : Deux alvéoles pleines sont décalées pour induire le moment maximal qui peut être créé pour les parois intérieures, donc ce modèle peut être déterminant surtout pour les parois intérieures.
- **Modèle des caissons en place** : toutes les charges et surcharges sont appliquées pour les deux types des caissons

En adoptant une épaisseur de 45 cm pour les parois extérieures et de 30 cm pour les parois intérieures, nous aurons le ferrailage détaillé dans les plans d'exécution.

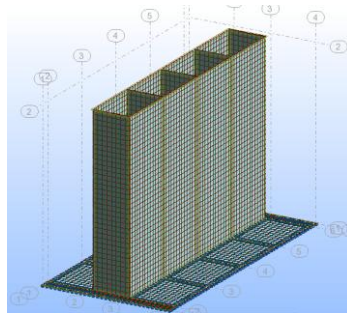


Figure 77 : Modèle du caisson sur Robot

2) Cartographie des charges

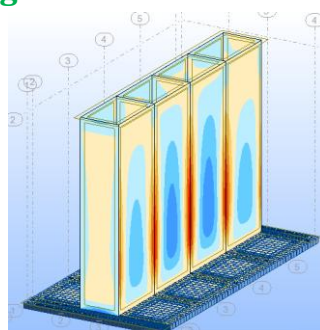


Figure 78 : Cartographie des contraintes dans le caisson

3) Ferrailage du caisson

L'annexe 21 présente un exemple de plan de ferrailage pour un panneau constituant le caisson.

VI) La couche d'assise

1) Description de la couche d'assise

La couche d'assise est composée d'une couche d'enrochement pour protection contre affouillement et de Ballast pour garantir la planéité de l'assise des caissons, elle sera effectuée par une benne installée dans une grue de grande capacité.

La grue est positionnée dans un ponton que donnera assistance a l'équipe de plongeurs en charge d'effectuer la régularisation du ballast. Pour faire la régularisation du ballast, les plongeurs utiliseront des guides métalliques avec l'appui topographique de façon à garantir le nivellement préconisé.

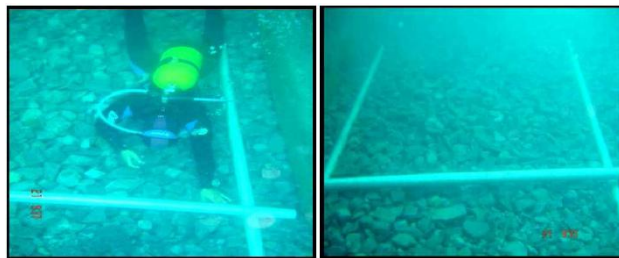


Figure 79 : Réglage de la planéité du ballast d'assise pour le caisson

La couche de ballast 40/60 aura comme épaisseur 30cm

2) Résistance à la compression des enrochements

Concernant les efforts appliqués par le caisson sur les fondations nous avons :

- Un poids propre du caisson rempli et de la dalle : 4197 t
- Poids du talus : 2990t
- Efforts sur rails : 765t
- Efforts de surcharges: 1456t

Soit un effort total qui vaut : **9408t**

D'autre part, la surface de la base du caisson vaut $28 \times 14 = 392\text{m}^2$

Donc le caisson applique une contrainte de compression sur les enrochements de valeur :

$$24 \text{ T/m}^2 = 0,24 \text{ MPa.}$$

On utilisera des enrochements de type Calcaire massif gris clair, puisqu'il présente la plus petite contrainte limite à la compression et donc c'est le plus facile à utiliser. La Résistance de ce type de roche est égale à 47 MPa.

$$0,24 \text{ MPa} \ll 47 \text{ MPa}$$

Les enrochements utilisés dans la couche d'assise résisteront largement à la compression appliquée par le caisson.

Nous travaillons avec des enrochements 3 - 50 Kg, avec une épaisseur minimale de 1m.

Chapitre 3 Etude de la plate-forme

I) Etude de la dalle

1) Conception de la dalle

La liaison dalle en béton est la mieux adaptée pour notre ouvrage. Pour échapper au problème d'échafaudage qui est difficile en présence du talus et suite à la petite travée il convient de réaliser d'abord une pré-dalle préfabriquée qui servira comme échafaudage pour couler le reste sur place. Ces pré-dalles seront posées sur les poutres longitudinales.

Pour éviter l'influence de la charge du rail du portique, nous séparerons la dalle de la poutre du rail. Nous aurons, donc, la disposition suivante :

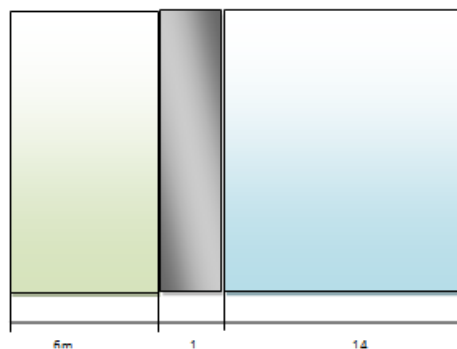


Figure 80 : Géométrie de la plate-forme

Concernant les épaisseurs, le CPT⁶ titre II recommande :

- L'épaisseur de la partie supérieure bétonnée en place doit être au moins égale à celle des pré-dalles.
- L'épaisseur de la pré-dalle doit normalement être au moins de 5 cm, ce qui permet de justifier sa tenue en phase provisoire ainsi que les conditions d'enrobage et de mise en œuvre.

Les justifications en phase provisoire sont conduites en prenant en compte l'épaisseur h_1 de la pré-dalle ; pour les justifications en phase définitive, on considère l'épaisseur totale h .

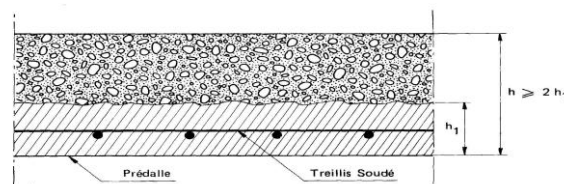


Figure 81 : Constitution de la dalle de la plate-forme

Avant d'entamer le calcul il est nécessaire de noter que vu les dimensions de la pré-dalle, il convient de prévoir des joints. En effet, nous distinguons 3 types de joints :

⁶ Cahier des Prescriptions Techniques

- joint à bord franc « vertical ou incliné »
- joints rugueux
- joint « clef »

Pour notre cas, nous adoptons un joint à bord vertical (facile à réaliser) tout en assurant la liaison par des armatures de flexion et de couture comme le montre le schéma suivant :

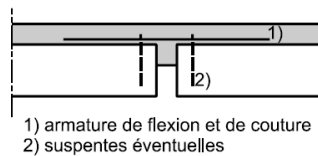


Figure 82 : Type de Joint entre pré-dalle

Donc, pour ne pas trop dépasser une surface de 20 m², nous adoptons des pré-dalles de largeur 3.5 m. Donc nous aurons la disposition suivant

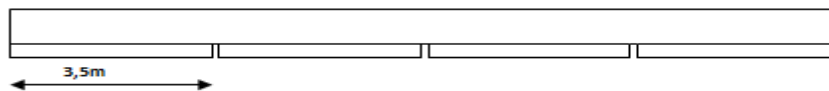


Figure 83 : Disposition des pré-dalle et des joints

Pour le dimensionnement, nous calculons la pré-dalle de telle manière à résister à tous les efforts susceptibles d'être appliquée à celle-ci soit en phase du chantier ou en service.

2) Calcul de la dalle

L'épaisseur minimale, comme nous l'avons vu, doit assurer la condition d'enrobage et de disposition d'armatures. Dans notre cas on prendra une épaisseur de 15 cm.

A) Calcul de la pré-dalle

(d) Phase provisoire :

Dans cette phase nous prenons en compte les efforts induits par la manutention et la mise en place :



Figure 84 : Manutention des pré-dalle

L'effort pendant la manutention est due au poids propres avec Poids = 0.5 t/m² ; soit un effort linéique de 1t/m et de 1.35 t/m à l'ELU. Soit, les réactions au niveau des points de la manutention sont de **9.45 t**.

Pour résister à cet effort tranchant, il faut que des armatures minimales.

Et la flèche est de :

$$f = \frac{1 \times 14 \times 1000}{384 \times E \times I} \times \left(\frac{5 \times 10}{14} - \frac{24 \times 4}{10 \times 14} \right)$$

Avec E=35000 et I = 13.33 cm⁴

Donc une flèche de 2 cm qui est acceptable

(e) Mise en place :

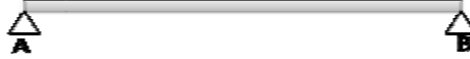


Figure 85 : Pose des pré-dalles

La mise en place de la pré-dalle ressemble à la manutention. Dans ce cas on trouvera une section d'armature moins que le cas précédent.

(f) Phase chantier :

Dans ce cas, nous avons deux charges en plus :

- La charge d'exploitation du chantier = 0,1 t/m
- La charge surfacique due au coulage de béton

(g) Phase de service :

Pour la phase de service, nous avons les charges suivantes :

- Poids propre
- Poids du remblai
- Charge surfacique d'exploitation de 4 t/m

Dans ce cas, nous calculons avec la hauteur totale de la dalle. En prenant une dalle de **120** cm de hauteur, nous trouvons un moment ultime maximum de **69.45** t.m donc un ferrailage de :

- 47.1 cm² dans la direction X (direction de 10 m)
- 64.34 cm² dans la direction Y (direction de 14m)

Finalement, la section à retenir pour la pré-dalle est $A_s = \text{Max} (A_{s1} ; A_{s2} ; A_{s3} ; A_{s4}) = A_{s4}$, ce sont les armatures inférieurs de la dalle calculée dans la phase de service.

B) Armatures de couture

Ces armatures ne sont pas indispensables si les conditions suivantes sont remplies :

- les charges appliquées sont réparties et n'ont pas d'effets dynamiques ou de choc,
- la surface de reprise a une rugosité importante,
- la contrainte tangente est telle que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,35 \text{ MPa}$$

Si une de ces conditions n'est pas remplie, nous devons disposer des armatures de couture capables d'équilibrer l'effort de glissement longitudinal s'exerçant sur les tiers extrêmes de la pré-dalle.

Cette vérification doit être faite en considérant la phase finale de service. En effet, nous avons $V_u = 17,65$ t et une contrainte de $\tau_u = 0.391$ MPa donc les armatures droite de glissement comme le montre le schéma son nécessaire et sont égale à :

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{\tau u - 0.3ft^*}{0.9fe/\gamma_s} \text{ avec } f_t^* = \min(f_t ; 3,3\text{MPa}) = 2,4\text{MPa}$$

En prenant un espacement St égale à 5 x l'espacement des armatures longitudinales, c'est-à-dire $St=0.35$ m.

Nous trouvons que $A_t > 3.4$ cm² chaque mètre.

Nous prenons une section de **4.71** cm², donc des files de grecques en T10 avec un espacement e égale à 0,35

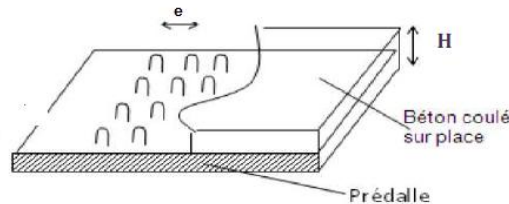


Figure 86 : Armatures de couture pour la dalle

Pour la condition flèche, nous trouvons une flèche maximale de **0.9** cm.

Après le dimensionnement des dalles, nous avons passé au dimensionnement des poutres de la même manière que la première variante.

Pour la dalle côté terre, nous avons mené le calcul de la même manière.

3) Calcul de la poutre de rail

Elle est soumise aux charges suivantes :

- le poids du remblai dessus
- le poids propre
- les charges du rail

Les charges du rail :

Comme nous l'avons vu dans la première partie, cette poutre doit supporter une charge roulante linéique (7m) de 74.714 t/m. La variation du moment maximale et de l'effort tranchant est comme suit :

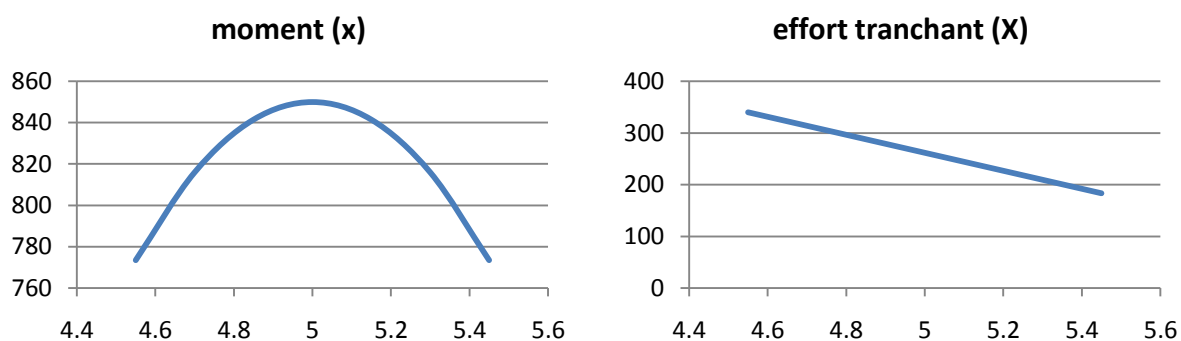


Figure 87 : Moments et efforts tranchant dans la poutre de rail

Pour les charges permanentes (le poids du remblai + poids propre) = 5.6 t/m

a =	X	M (rail)	M (pp)	ELU	ELS
0	4.55	773.38	69.43	1253.81	842.82
0.5	4.7	815.88	69.75	1317.98	885.62
1	4.85	841.37	69.94	1356.47	911.31
1.5	5	849.87	70.00	1369.31	919.87
2	5.15	841.37	69.94	1356.47	911.31
2.5	5.3	815.88	69.75	1317.98	885.62
3	5.45	773.38	69.43	1253.81	842.82

Tableau 27 : Moments sur rail à l'ELU et l'ELS

Donc nous trouvons un moment maximal ultime égale à **1369.31** t.m. Et nous trouvons une section d'armature de **336.6** cm². Soient 2 nappes de 18HA32 et une nappe de 18HA20. Pour plus de détails voir la note de calcul et plan d'exécution.

II) Etude de la poutre de couronnement

La poutre de couronnement sera réalisée à la forme de « L ». Cette poutre constitue l'élément qui doit résister aux efforts du navire (accostage et amarrage). Pour mieux résister à ces efforts, notamment les efforts du navire, nous avons choisi de lier cette poutre à la dalle en béton armé afin de mobiliser son poids propre et celui du remblai dessus.

1) Géométrie de la poutre de couronnement

La Géométrie réelle de la poutre est :



Figure 88 : Géométrie de la poutre de couronnement

2) Charges sur la poutre

La poutre de couronnement résiste aux efforts horizontaux par son poids. D'autre part, elle doit résister au moment de flexion causé par :

- poids propre de la poutre
- charge du portique
- effort vertical due à l'amarrage.

Concernant l'effort du portique, il s'agit d'une charge roulante linéique définie précédemment. Le moment et l'effort tranchant maximal sont (l'allure du moment et de l'effort tranchant est la même que pour la poutre de rail):

a =	X0 =	M max	T
0	4.55	357.563	157.170
0.5	4.7	377.209	145.080
1	4.85	388.99	132.990
1.5	5	392.926	120.900
2	5.15	388.997	108.810
2.5	5.3	377.209	96.720
3	5.45	357.5632	84.630

Tableau 28 : Moments et efforts tranchants sur la poutre de couronnement

En utilisant le logiciel ROBOT, on calcule les armatures nécessaires pour résister à ces chargements. Voir plan d'exécution.

3) Stabilité de la poutre de couronnement

L'étude de stabilité de la poutre de couronnement consiste à vérifier sa stabilité au glissement, concernant la stabilité au renversement, il est assuré vu que la poutre est liée à la dalle.

La poutre de couronnement est posée sur le béton de propreté. Ce contact béton – béton est caractérisé par un angle de frottement de 45° donc :

$$tg(\delta_{lim}) = \frac{tg(45)}{1.2} = 0.833$$

Or nous avons :

- En cas d'accostage H= 318 t
- En cas d'amarrage H = 50 t
- Le poids propre est de V = (1.2x2.5+1.2x2) x 20 = 2052 t

$$tg(\delta) = \frac{H}{V} = 0.155$$

Donc $C_g = 5,3$ et la stabilité au glissement est vérifiée.

III) Etude de la bêche

Derrière la structure il existe le remblai terrestre qui sera surchargé de 6t/m² (charge d'exploitation). Pour soutenir ce remblai, nous avons prévu un mur de soutènement (ou une bêche) qui sera une continuité de la dalle de la plate forme comme le montre le schéma suivant :

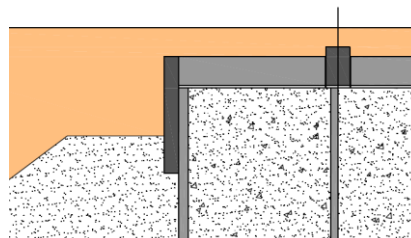


Figure 89 : Bêche pour soutènement

La hauteur de La bêche est de 3.8 m mais la hauteur en porte à faux est de 2.5 m.

Les actions sur la bêche sont ceux appliquées sur le caisson en considérant que la hauteur de la bêche. Donc :

- poussée de la terre :

$$P_1 (\text{terre}) = 0.199 Z + 0.903 \text{ (t/m)}$$

$$P_{1s} (\text{terre}) = 0.295 Z + 1.279 \text{ (t/m)}$$

- poussée de l'eau :

$$P_2 (\text{eau}) = 1 \text{ (t/m)}$$

$$P_{2s} = 1 \text{ (t/m)}$$

- poussée de la surcharge :

$$P_3 (\text{surcharge}) = 1.083 \text{ (t/m)}$$

$$P_{3s} (\text{surcharge}) = 1.353 \text{ (t/m)}$$

Les combinaisons à considérer sont :

$$\text{ELU} : 1.35 (P_1 + P_2) + 1.5 P_3$$

$$\text{ELS} : (P_1 + P_2) + P_3$$

$$\text{ELA} : (P_{1s} + P_{2s}) + P_{3s}$$

Pour une charge trapézoïdale, le moment est calculé par la formule suivante :

$$M = \frac{l^2}{6} \times (2 \times q_1 + q_2)$$

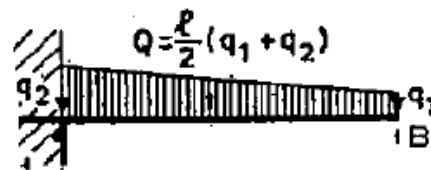


Figure 90 : Moment pour charge trapézoïdale

Nous trouvons finalement un moment maximal de **15.596** t.m

MOMENT	ELU	ELS	ELA
P1	6.300	4.667	6.732
P2	4.219	3.125	3.125
P3	5.077	3.384	4.228
total	15.596	11.176	14.085

Tableau 29 Moments pour les différentes poussées

Donc en prenant l'épaisseur de 30 cm on trouve un ferrailage de **24.1** cm²/m c à d des barres de **HA25** (qui donne une section de 24.54 cm²) avec un espacement de **20** cm. Sans oublier la disposition du ferrailage.

Chapitre 4 Stabilité d'ensemble

Dans les ouvrages de soutènement, il faut s'assurer toujours contre le risque de la rupture circulaire profonde. La vérification de la stabilité d'ensemble se fait par les méthodes de calcul à la rupture de la mécanique des sols. Il s'agit de modéliser d'abord la structure et de savoir la rupture probable par détachement complet de l'ouvrage en suivant une surface de glissement privilégiée.

Cette surface de glissement n'est pas connue à l'avance et peut être modélisée sous différentes formes (pour notre cas il s'agit d'une surface circulaire). La vérification de la stabilité pour les cercles de glissement englobant l'ouvrage est exprimée par ce qu'on appelle, le coefficient de sécurité.

Pour étudier cette stabilité d'ensemble (calculer le coefficient de sécurité), nous utilisons le logiciel TALREN avec la même approche que nous avons utilisé précédemment pour le talus.

Nous avons retenu le cas le plus défavorable en considérant le niveau d'eau maximum à l'intérieur des terres et minimum à l'extérieur et en considérant aussi les deux cas (Statique et Dynamique).

En cas sismique nous obtenons un coefficient de sécurité $F_s = 1.42$, ce qui montre que l'ensemble est stable.

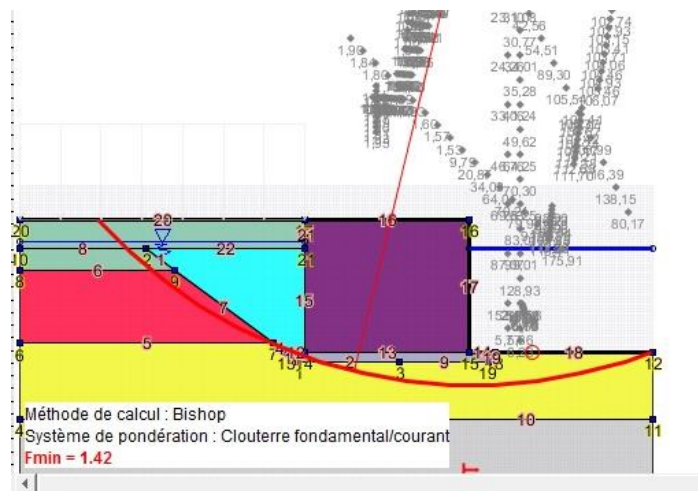


Figure 91 : Cercle du Glissement profond

A ce point, la structure vérifie les critères des 4 modes de rupture possibles qui sont :

- Renversement
- Poinçonnement
- Glissement
- Stabilité d'ensemble

Ainsi l'ouvrage calculé vérifie tous les critères de stabilités d'ensemble et de stabilité interne aux états limites ultimes et de service et aux états limites accidentels (pour le niveau 1 et 2).

Partie 4 :

Etude comparative

Chapitre 1 Etude de la protection des ouvrages

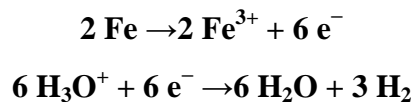
I) Principe de la protection cathodique

1) Le phénomène de la corrosion

Tout ouvrage maritime immergé dans l'eau doit être muni d'un système de protection contre la corrosion. La corrosion désigne l'altération d'un objet manufacturé par l'environnement. Ces altérations sont dues à des effets de plusieurs sortes:

- Dissolution des métaux dans l'eau,
- Apparition de piles électrochimiques
- Existence de gradients de concentration
- Aération différentielle ou piqûration.

La corrosion des métaux consiste essentiellement en leur oxydation, qui est un « retour à l'état naturel ». Voici l'équation chimique qui régit ce phénomène pour le cas du fer :



La stabilité du fer dans l'eau dépend :

- Du pH, qui détermine la concentration d'ions H_3O^{+} dans l'eau.
- Du potentiel électrique de la pièce en fer par rapport à la solution, qui détermine la capacité des électrons à quitter le fer.

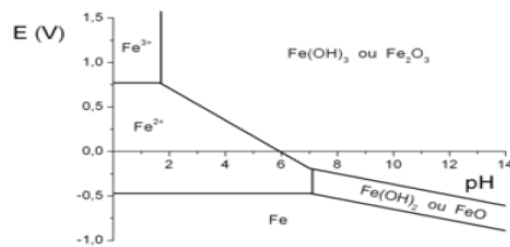


Figure 92 : Digramme de Pourbaix

2) La protection anticorrosion

A) La galvanisation

La galvanisation est l'action de recouvrir une pièce d'une couche de Zinc, dans le but de la protéger contre la corrosion. Le choix du Zinc est basé sur le fait que :

- Le zinc a une tendance anodique plus forte que l'acier.
- Le zinc ayant une cinétique d'oxydation environ 25 fois plus lente que celle de l'acier.

B) La protection cathodique

La protection cathodique permet de protéger un métal contre la corrosion. Le principe de base est de porter le potentiel d'un métal à un niveau dit de passivation. Pour modifier le potentiel du

métal à protéger cathodiquement, on utilise une anode installée dans le même électrolyte. Les anodes sont de deux types soit des anodes ayant un potentiel plus électronégatif que le métal à protéger (anode sacrificielle), soit des anodes couplées à un générateur de tension continue imposant une différence de potentiel entre les deux métaux (courant imposé).

Pour déterminer le type et la quantité d'anodes nécessaires pour la protection d'une structure donnée, les facteurs principaux qui interviennent sont :

- La dimension de la surface exposée à l'agent corrosif (eau de mer, par exemple)
- La nature de cette surface (matériau, revêtement, rugosité...)
- La durée de vie de la structure ou l'intervalle de renouvellement des anodes.

Nous signalons que la nature de l'agent corrosif (la température et la salinité de l'eau de mer, par exemple) a aussi une influence à prendre en compte dans les calculs.

Pour notre cas, nous optons pour la *protection cathodique*. Pour garantir le passage du courant à travers les aciers, nous vérifions, la continuité des aciers par des points de soudures entre les barres, ensuite nous mesurons le potentiel de la boucle hors tension.

II) Protection cathodique des deux variantes

1) La protection cathodique de la première variante

A) La surface à protéger

(a) Détermination des zones à étudier

La surface à protéger sera subdivisée en 4 parties :

- **Zone de marnage** : c'est la zone entre la cote des plus basses eaux et des plus hautes eaux, soit entre les cotes 0 mZH et +2 mZH.
- **Zone immergée** : C'est la zone qui sera toujours en contact avec l'eau de mer. Elle se situe entre les cotes -18 mZH et 0 mZH.
- **Zone enfouie** : C'est la partie de l'ouvrage fichée dans le sol.
- **Zone du côté remblai** : Cette zone sera traitée de la même façon que la zone enfouie (Chambre Syndicale de la Recherche et de la Production du Pétrole et du Gaz Naturel, 1986).

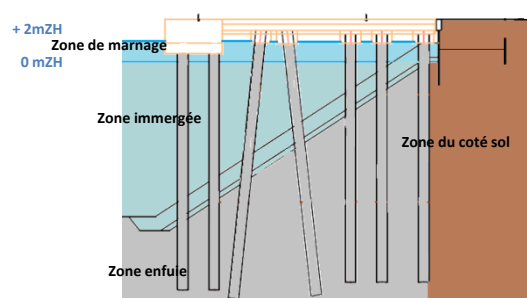


Figure 93 : Les différentes zones de protection

(b) Surface des zones étudiées

Partie de l'ouvrage	Surface unitaire d'acier par mètre de hauteur (m ²)	Nombre	Surface totale d'acier par mètre de hauteur (m ²)
Une file de Pieux	6,283	64	402,124

Palplanche	3,637	276	1003,812
Ancrage	3,637	276	1003,812

Tableau 30 : Détermination de la surface de protection pour la première variante

Nous trouvons, en suite, la répartition des surfaces d'acier par zone:

	Zone de marnage	Zone immergée	Zone enfuie	Zone du sol
Total (m²)	5629,734	25213,166	52396,739	11292,885

Tableau 31 : Distribution de la surface de protection sur les zones

B) La densité du courant de protection

Les valeurs les plus recommandées « Protection cathodique: guide pratique - Editions TECHNIP » pour les densités de courant sont :

- Zone de marnage : $j = 180 \text{ mA/m}^2$
- Zone immergée : $j = 150 \text{ mA/m}^2$
- Zone en contact avec le sol : $j = 30 \text{ mA/m}^2$

D'autre part, d'après le tableau des potentiels recommandés pour la protection de l'acier, le potentiel de protection est égale à -900 mV/ Ag-AgCl .

C) Coefficient de dégradation du revêtement

Le revêtement permet une bonne distribution du courant et une réduction de l'intensité requise pour une protection satisfaisante. Cependant, nous devons prendre en compte une dégradation qui peut être due :

- A l'agressivité du milieu
- Au frottement avec le sol lors du battage
- Au mode d'exécution.

Ainsi, nous adopterons les valeurs suivantes du coefficient de dégradation :

- Pour la zone immergée : $X = 50\%$
- Pour la zone de marnage : $X = 20\%$
- Pour la zone enfouie (cette zone est plus susceptible d'être endommagée) : $X = 50\%$

D) Facteur d'utilisation de l'anode

Nous utiliserons des anodes de type plat, qui un facteur d'utilisation: $u = 0,9$.

Concernant l'alliage anodique, il est démontré que l'on peut fabriquer de bonnes anodes à base d'aluminium. On pourra adopter les paramètres suivants:

- $E_{\text{charge}} / (\text{g/AgCl}) : -1,05 \text{ V}$ (eau de mer).
- Capacité : $2\ 600 \text{ Ah/kg}$.
- Consommation : $3,4 \text{ kg}/(\text{A} \cdot \text{an})$.
- Densité : $2,6 \text{ à } 2,75$.

2) La protection cathodique de la deuxième variante

A) La surface à protéger

(a) Détermination des zones à étudier

Pour le cas de caissons en béton, il y a une grande partie qui est en contact avec l'eau de mer et avec le sol. Cependant l'acier qui doit être protégé est déjà enrobé par le béton, pour cette raison, nous travaillerons avec l'hypothèse que toutes les parties en contact avec l'eau de mer font partie de la zone enfouie, qui se comporte comme la zone sol.

(b) Surface de la zone étudiée

Surface totale pour un caisson	1850,184 m ²
Surface totale pour les 23 caissons	42554,242 m ²

Surface totale pour par mètre linéaire	1,885 m ²
Surface totale pour les 320 mètres de la bêche	603,186 m ²

Tableau 32 Détermination de la surface de protection de la deuxième variante

Ainsi, nous trouvons une surface totale qui vaut **43157,428 m²**

B) Les paramètres de dimensionnement

Vu que nous travaillons avec la zone enfouie, nous avons **j = 30 mA/m²** et le potentiel de protection est égale à -900 mV/ Ag-AgCl. Nous avons aussi **X = 50%** et **u = 0,9**.

III) Dimensionnement des anodes sacrificielles

1) Le dimensionnement des anodes de la première variante

A) Calcul de la masse anodique

Nous commençons par calculer le besoin en courant total, en suivant la relation ci-dessous :

$$I = \Sigma \text{Densité nécessaire} \times \text{surface à protéger} \times \text{coefficient de dégradation}$$

Le tableau suivant résume ce calcul :

	surface	Densité nécessaire (mA)	Coefficient de dégradation	I (A)
Zone de marnage	5629,734	180	0,5	506,676
Zone immergée	25213,166	150	0,2	756,395
Zone enfouie	52396,739	30	0,5	785,951
Zone du sol	11292,885	30	0,5	169,393
			Total	2218,415

Tableau 33 : Calcul du besoin en courant pour la première variante

Nous aurons besoin d'une masse anodique totale de :

$$\text{Masse nette} = \frac{\text{Courant total} \times \text{Durée de vie} \times \text{Consommation massique pratique}}{\text{Facteur d'utilisation}}$$

La durée de vie étant de 15 ans, les anodes utilisés ont une masse nette de l'anode est **330 Kg**, et ont les caractéristiques suivantes :

L (mm)	2440
w (mm)	252
H (mm)	244
L _c (mm)	2744

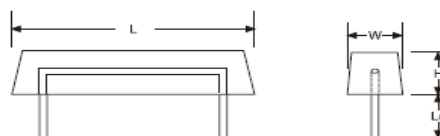


Figure 94 Caractéristiques dimensionnelles de l'anode

Nous trouverons ainsi une masse nette de : **125,710 t**, soient **381 anodes**.

B) Vérification

Nous calculons le potentiel théorique qu'aura la structure en début de vie après polarisation. Nous avons la résistance de l'anode est donnée par la formule de Dwight :

$$R = \frac{\rho}{2\pi L} (2,3 \log \frac{4L}{r} - 1)$$

Avec : - $L(m)$ = longueur de l'électrode (anode ou cathode) = 2,44 m

- $r(m)$ = rayon équivalent de la section droite = 0,248 m

La résistivité de l'eau de la mer méditerranée est 0,20 $\Omega \cdot m$ suivant le guide de la protection cathodique. Soit $R = 0,035 \Omega$.

Le potentiel de la partie de l'ouvrage à protéger vaut: $E_c = E_a + Ri$

Avec - E_c : Le potentiel de la structure.

- E_a : Le potentiel en charge de l'anode (- 1,05 V/ Ag – AgCl en eau de mer).

- i : Le courant que débite chaque anode ($i = \frac{2149,32}{369} = 5,82 A$)

Nous avons donc : $E_c = -1,05 + 0,035 \times 5,82 = -0,85 V/ Ag – AgCl$

Le potentiel est dans la fourchette de -0,8 à -1 V(Ag-AgCl), le dimensionnement est *valable*.

2) Le dimensionnement des anodes de la deuxième variante

A) Calcul de la masse anodique

De la même manière que la première variante, nous calculons l'intensité du courant nécessaire:

	surface	Densité nécessaire (mA)	Coefficient de dégradation	I (A)
Zone enfuie	43157,428	30	0,5	647,361
		Total		647,361

Tableau 34 : Calcul du besoin en courant pour la deuxième variante

Finalement pour une durée de vie étant de 15 ans, et pour les mêmes anodes utilisées dans la première variante, à savoir des anodes de 330 Kg en Aluminium. Nous trouverons une masse nette de : **36,68 t**, soient **111 anodes**.

B) Vérification

Comme la première variante, nous calculons le potentiel théorique qu'aura la structure en début de vie après polarisation, en utilisant la formule de Dwight, et nous trouvons **0,035 Ω** .

Le potentiel de la partie de l'ouvrage à protéger vaut $E_c = E_a + Ri$ avec $i = \frac{647,361}{111} = 5,832 A$

Nous avons, donc, $E_c = -1,05 + 0,035 \times 5,832 = -0,85 V/ Ag – AgCl$.

Le potentiel est bien dans la fourchette de -0,8 à -1 V(Ag-AgCl), alors, le potentiel est correct et le dimensionnement peut être jugé valable.

Chapitre 2 Etude du phasage et de la planification

I) Phasage de la première variante

1) Phasage des travaux

Dans cette partie nous allons aborder le projet dans son aspect technique en énumérant sommairement les différentes étapes d'exécution pour la première variante.

Les travaux d'exécution du quai sur pieux peuvent être conduits en six étapes successives :

- Terrassements (dévasage)
- Talus
- Exécution des pieux
- Réglage des talus
- Génie Civil,
- Equipements

A) Etape de terrassements:

Il s'agit du dragage des matériaux meubles sous l'emprise de la digue d'enclosure du terre-plein et du quai sur pieux, et du dragage des sédiments non réutilisables au dessus du substratum.



Figure 95 : Dragage

Ensuite, la digue d'enclosure est réalisée, elle permettra l'accès à la zone d'exécution du quai. Les étapes de la réalisation se résument dans la figure suivante :



Figure 96 : Construction de la digue d'enclosure

B) Etape de la réalisation du talus

D'abord on commence par le dragage au niveau du quai pour atteindre la cote pour la mise des enrochements.

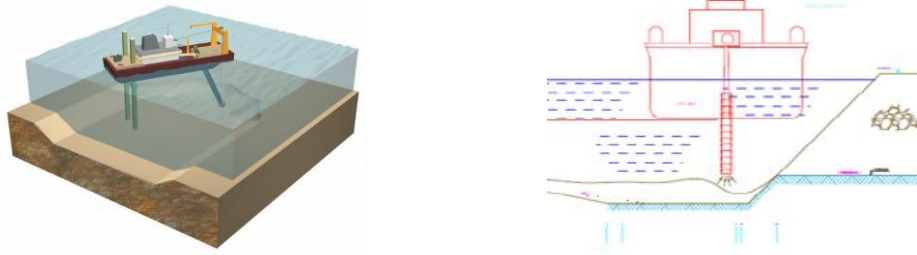


Figure 97 : Dragage au niveau du quai

Ce dragage servira comme remblaiement derrière le quai. Ensuite, le talus (filtre + carapace) est réalisé en laissant des réservations qui vont servir pour le battage des pieux.

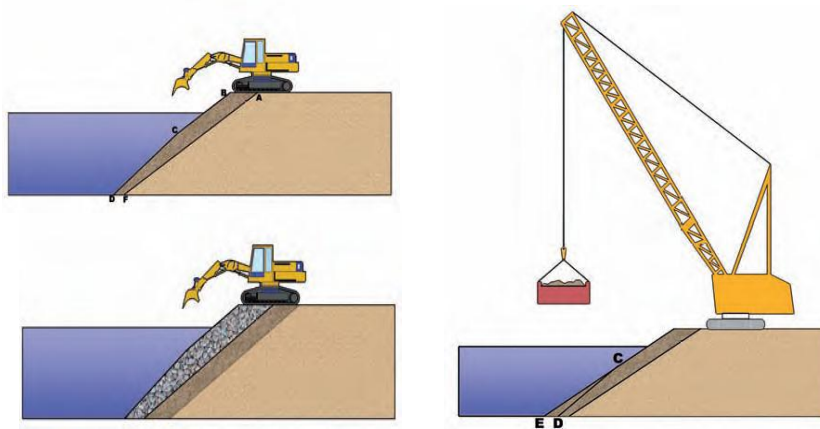


Figure 98 : Construction du talus

C) Exécution des pieux :

La construction d'un quai sur pieux peut être effectuée par deux méthodes :

- La première consiste à aborder l'exécution des pieux à partir d'une plate-forme constituée par les rejets du dragage.
- La deuxième consiste à construire des piles à partir des moyens flottants.

Nous présenterons la deuxième méthode (la méthode retenue). La première méthode sera brièvement présentée à la fin dans l'annexe 16.

Les pieux sont mis en place par battage. En effet, Un tube métallique est enfoncé dans le sol à l'aide d'un moyen flottant. La position du pieu est contrôlée à l'aide de guide métallique.

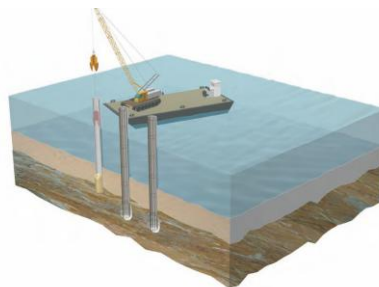


Figure 99 : Mise en place des pieux

A la suite de la réalisation des pieux, on procède au réglage des talus et mise en place des enrochements nécessaires. Les enrochements sont mis en place à la pelle hydraulique munie d'une flèche à grand balancier.



Figure 100 : Réglage du talus

Après le réglage du talus, on passe à la réalisation du soutènement. Dans cette étape, on procède d'abord à un Battage des palplanches, puis la pose des tirants et finalement le remblaiement. Ce processus est résumé dans les figures suivantes :

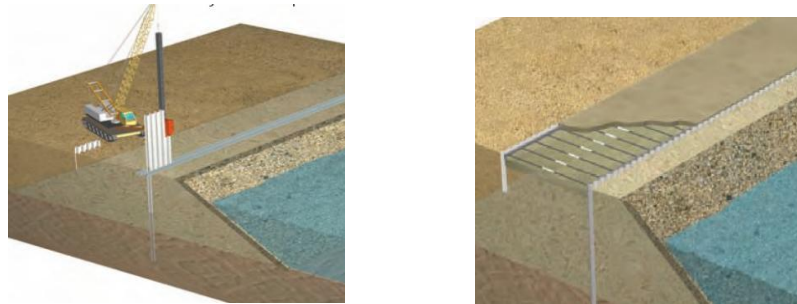


Figure 101 : Mise en place des palplanches et des ancrages

D) Etape du génie civil

C'est l'étape qui consiste à la réalisation de la poutre de couronnement et de la plate forme. D'abord, les chapiteaux sont exécutés, pour y accéder on place des gabarits comme suit:



Figure 102 : Construction des chapiteaux

Ensuite, la plateforme qui est réalisée par la mise en place d'une structure préfabriquée (poutres, pré-dalles). La pré-dalle servira comme coffrage. Concernant le coulage de la dalle de compression, il assure le clavetage de l'ensemble de la structure, qui acquiert ainsi son caractère monolithique tout en assurant la liaison avec les chapiteaux.

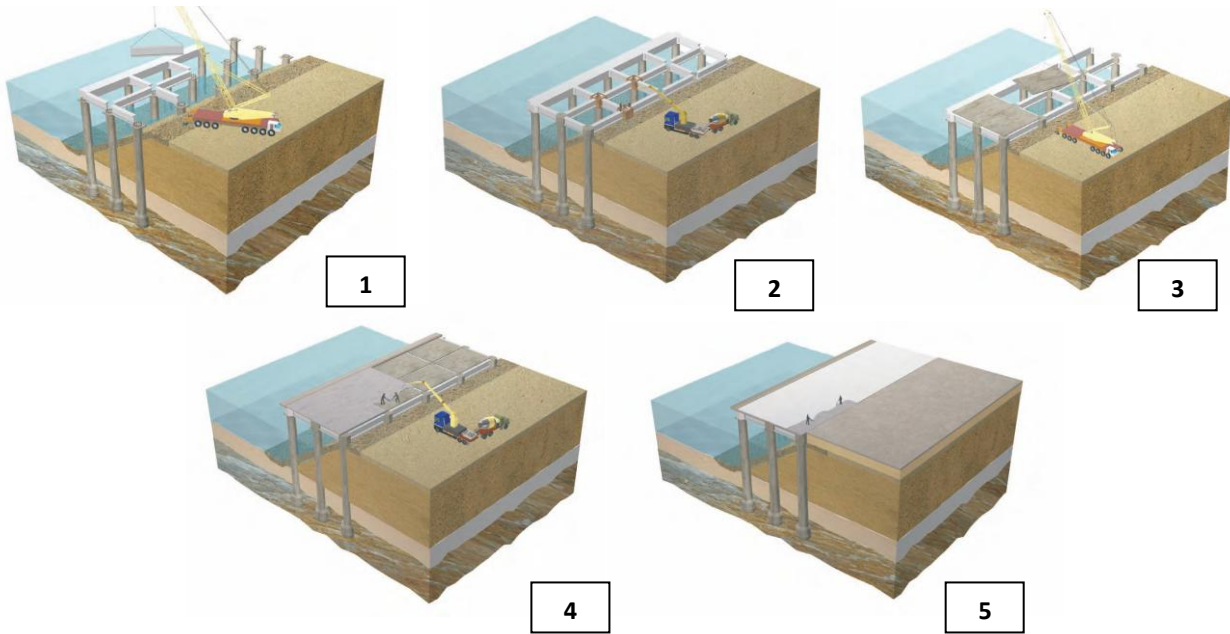


Figure 103 : Etapes de la mise en place de la plate-forme

E) Equipements

A la fin des travaux de génie civil, on passe aux équipements: défenses, bollards, poutre de rail...

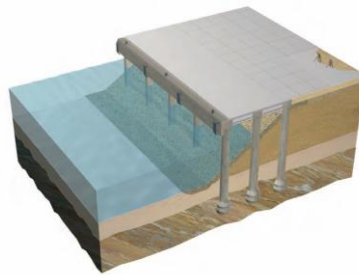


Figure 104 : Finition du quai sur pieux

Finalement on obtient une structure de la forme suivante :



Figure 105 : Photo d'un quai sur pieux

2) Planification

En nous basant sur les détails de la planification figurant à l'annexe 22, nous présentons l'organigramme de la planification réalisé par Ms-Project (Puertos del Estado, 2008) :

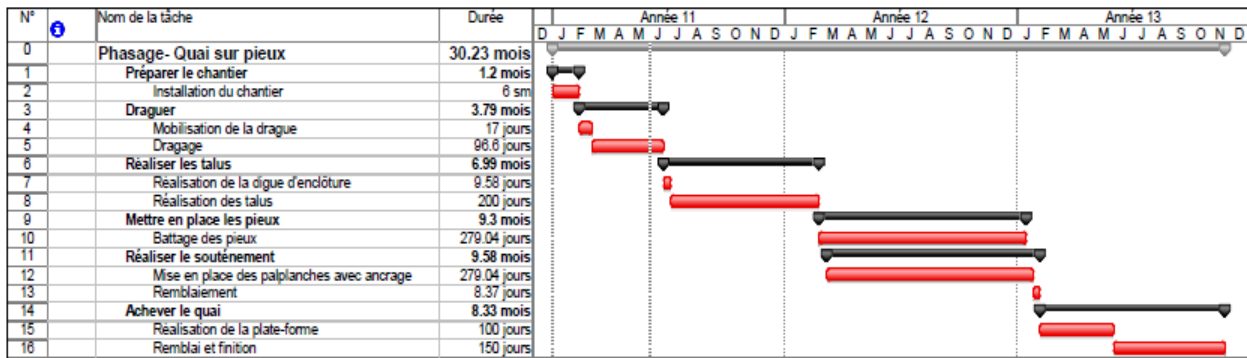


Figure 106 Planification de la première variante

Nous déduisons que la durée de la construction de la variante quai sur pieux est environ **30 mois**.

II) Phasage de la deuxième variante

3) Phasage des travaux

Les travaux pour un quai en caisson commencent d'abord par la préfabrication des caissons à sec. A l'issue de la maturation, les caissons seront mis à l'eau pour les remorquer par flottabilité à l'aide de remorqueurs

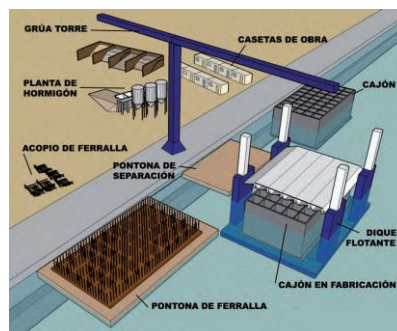


Figure 107 : Construction d'un caisson

Pendant la réalisation des caissons, on procède à la réalisation de la digue d'enclosure et le dragage comme pour la première variante. Avant l'arrivée des caissons, il est nécessaire de mettre en place et de régler la couche d'assise des caissons.

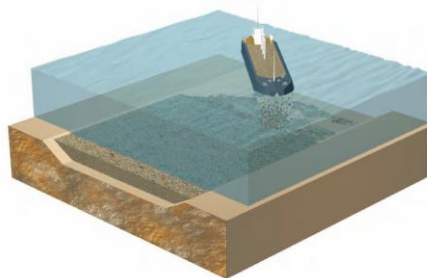


Figure 108 : Mise en place de la couche d'assise

Après, on passe à l'étape du remorquage et d'échouage des caissons par ballastage liquide (eau de mer), pour atteindre la profondeur cherchée.

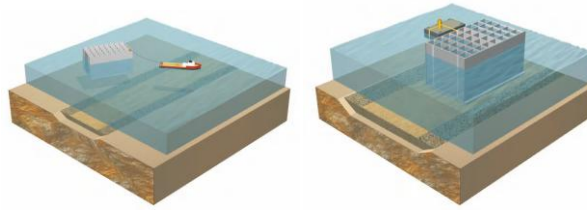


Figure 109 : Transport et échouage d'un caisson

Après on passe au Ballastage solide (ballast ou sable).

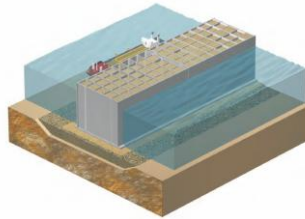


Figure 110 : Réglage de la position du caisson

Après la mise en place finale du caisson, on réalise le talus qui se situe entre deux caissons successifs. Et le remblai derrière le caisson.

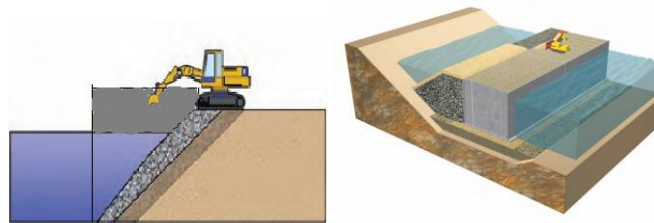


Figure 111 : Mise en place de l'épaulement et des talus

Pendant le remblaiement (au niveau de la côte de la bêche) on réalise le soutènement. Ensuite, on réalise la plate forme avec la méthode de prédalle préfabriquée, Et de la même manière, les équipements.

4) Planification

En nous basant sur les détails de la planification figurant à l'annexe 22, nous présentons l'organigramme de la planification réalisé par Ms-Project (Puertos del Estado, 2008) :

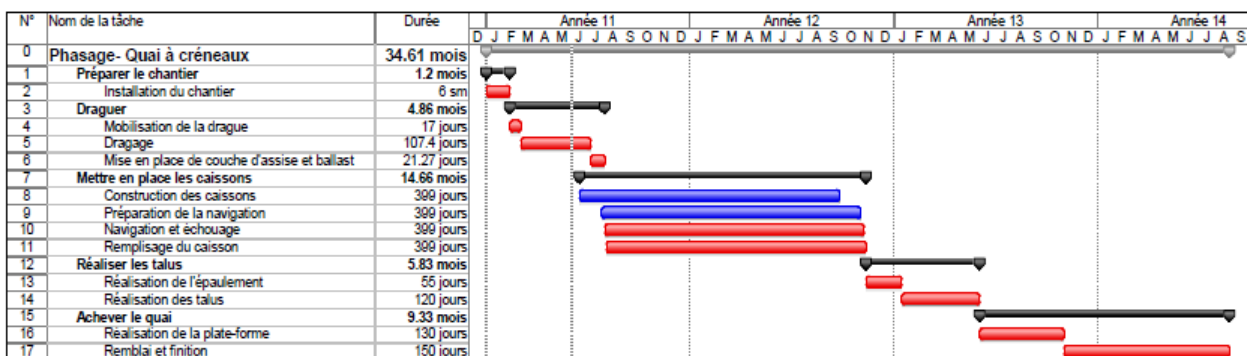


Figure 112 : Planification de la deuxième variante

Nous déduisons que la durée de la construction de la variante quai sur pieux est environ **34 mois**.

Chapitre 3 Etude du coût des ouvrages

I) Calcul du prix estimatif de la première variante

En nous basant sur les détails du calcul de coûts de revient figurant à l'annexe 23, ainsi que des anciens devis, nous présentons un tableau qui résume le calcul du coût estimatif de la première variante.

Nous signalons que pour les prix calculés à la base de détails de coûts de revient, nous avons multiplié ces coûts par 1,3 pour avoir les prix de ventes. Le coefficient 1,3 est justifié vu que nous travaillons dans un chantier grand et bien organisé (GUISSI, 2011).

Tableau 35 : Calcul du prix estimatif de la première variante

	Unité	Quantité	Prix unitaire (DH)	Montant (Dh)	Conversion CR-CV	Coût de vente (DH)
Installation de chantier y compris compagne de reconnaissance complémentaire	F	1.00	2300000.00	2300000.00	1.00	2300000.00
Amenée et repli de tout le matériel terrestre nécessaire aux travaux	F	1.00	2700000.00	2700000.00	1.00	2700000.00
Amené et repli de tout le matériel naval nécessaire aux travaux maritimes nécessaire aux travaux	F	1.00	4000000.00	4000000.00	1.00	4000000.00
Total installation de chantier						9000000.00
Dragage des souilles d'assise avec rejets derriere digue encloture	M3	836784.00	55.00	46023120.00	1.00	46023120.00
Mise en place remblai de digue d'encloture	M3	23050.00	280.00	6454000.00	1.00	6454000.00
Filtre	M3	5200.00	130.00	676000.00	1.00	676000.00
Enrochement pour carapace	M3	20500.00	280.00	5740000.00	1.00	5740000.00
Total talus						58893120.00
Palplanches Larsen de hauteur 7,25m	ML	320.00	25000.00	8000000.00	1.00	8000000.00
Mise en place du remblai	M3	20160.00	65.00	1310400.00	1.00	1310400.00
Palplanches d'ancrage Larsen de hauteur 4m, ainsi que le réglage réglage des tirants	ML	320.00	15000.00	4800000.00	1.00	4800000.00
Total soutènement						14110400.00
Mise en place des pieux	ML	13952.00	8311.95	115968326.40	1.30	150758824.32
Mise en place des chapiteaux	U	320.00	2743.10	877791.74	1.30	1141129.26
Mise en place des chapiteaux de la poutre de couronnement	U	64.00	9796.13	626952.07	1.30	815037.70
Acier de chapiteaux et ancrage	Kg	58960.00	20.00	1179200.00	1.00	1179200.00
Total pieux et chapiteaux						153894191.27

Mise en place des poutres 100 x 110	M3	1056.00	1347.07	1422505.44	1.30	1849257.07
Mise en place des poutres 100 x 120	M3	806.40	1313.48	1059189.54	1.30	1376946.40
Mise en place de la dalle (paisseur 65cm)	M2	440.00	1313.48	577930.80	1.30	751310.04
Mise en place de la poutre de couronnement	ML	320.00	10646.98	3407033.60	1.30	4429143.68
Mise en place du clavetage de la poutre de couronnement	M3	66.00	1000.00	66000.00	1.30	85800.00
Mise en place de la semelle de rail	M3	160.00	1034.60	165535.20	1.30	215195.76
Mise en place du remblai sur la dalle	M3	3330.00	65.00	216450.00	1.00	216450.00
Mise en place des joints (joint de séparation 11cm minimum)	ML	320.00	10000.00	3200000.00	1.00	3200000.00
Acier de plate forme et poutre de couronnement	Kg	2434432.00	20.00	48688640.00	1.00	48688640.00
Total plate forme et poutre de couronnement						60812742.95
Fourniture et poses d'ancrages galvanisés pour défenses	U	16.0	52000.0	832000.00	1.00	832000.00
Fournitures et poses de platines de chaîne pour boucliers (pour poids et de tension).	U	16.0	14000.0	224000.00	1.00	224000.00
Fournitures et poses de platines de chaîne pour boucliers (pour cisaillement).	U	16.0	12000.0	192000.00	1.00	192000.00
Système de bouclier d'accostage tronconique	U	16.0	38550.0	616800.00	1.00	616800.00
Bouclier d'angle pour l'amarrage.	U	11.0	50000.0	550000.00	1.00	550000.00
Total travaux de finalisation de l'ouvrage						2414800.00
Total coût de vente de la première variante (DH)						299125254.23

La répartition du prix estimatif de la première variante se présente comme suit :

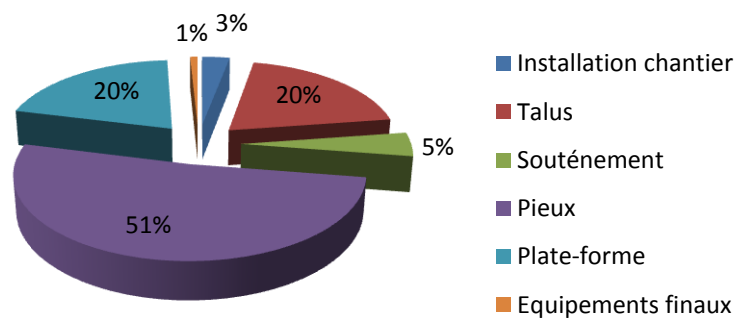


Figure 113 : Répartition du prix de la première variante

II) Calcul du prix estimatif de la deuxième variante

De la même manière, nous présentons un tableau qui résume le calcul du coût estimatif de la deuxième variante (GUISSE, 2011):

	Unité	Quantité	Prix unitaire (DH)	Coût de revient (Dh)	Conversion CR-CV	Coût de vente (DH)
Installation de chantier y compris compagnie de reconnaissance complémentaire	F	1.00	2300000.00	2300000.00	1.00	2300000.00
Amenée et repli de tout le matériel terrestre nécessaire aux travaux	F	1.00	2700000.00	2700000.00	1.00	2700000.00
Amené et repli de tout le matériel naval nécessaire aux travaux maritimes nécessaire aux travaux	F	1.00	4000000.00	4000000.00	1.00	4000000.00
Total installation de chantier						9000000.00
Dragage des souilles d'assise avec rejets derriere digue encloture	M3	929760.00	55.0	51136800.00	1.00	51136800.00
Enrochement 50-200kg pour fondations des caissons	M3	11520.0	280.0	3225600.00	1.00	3225600.00
40/70 pour assise des caissons	M3	2300.0	350.0	805000.00	1.00	805000.00
Réglage du ballast sous caissons	M2	11520.0	1000.0	11520000.00	1.00	11520000.00
Préfabrication des caissons et amenée sur le site d'échouage (4 x 26 avec 4 alvéoles)	U	23.0	1783166.0	41012818.00	1.00	41012818.00
Reprise du site des stockages et échouage des caissons	U	23.0	810530.0	18642190.00	1.00	18642190.00
Mise en place de ballast, remplissage des caissons	M3	22126.0	600.0	13275600.00	1.00	13275600.00
Mise en place de sable, remplissage des caissons	M3	22126.0	570.0	12611820.00	1.00	12611820.00
Ferraillage des caissons	Kg	1004456.0	20.0	20089120.00	1.00	20089120.00
Total mise en place de caissons						172318948.00
Enrochement 10-100 pour épaulement des caissons, et constitution des talus	M3	130000.00	280.00	36400000.00	1.00	36400000.00
Mise en place du remblai	M3	33280.00	130.00	4326400.00	1.00	4326400.00
Filtre	M3	3650.00	130.00	474500.00	1.00	474500.00
Enrochement	M3	14600.00	280.00	4088000.00	1.00	4088000.00
Total épaulement et talus						45288900.00
Mise en place de poutre sous rails	M3	512.00	1085.06	555552.77	1.30	722218.60

Mise en place des dalles (épaisseur 1,2m)	M2	6720.00	1223.51	8222002.32	1.30	10688603.02
Mise en place de la poutre de couronnement	ML	3200.00	10646.98	34070336.00	1.30	44291436.80
Mise en place du clavetage de la poutre de couronnement	M3	44.00	1000.00	44000.00	1.30	57200.00
Mise en place de la semelle de rail	M3	288.00	1034.60	297963.36	1.30	387352.37
Mise en place de la bêche	M3	365.00	853.90	311673.50	1.30	405175.55
Mise en place du remblai sur la dalle	M3	14432.00	65.00	938080.00	1.30	1219504.00
Mise en place des joints de séparation 5 cm minimum	ML	960.00	10000.00	9600000.00	1.00	9600000.00
Ferraillage de la plate forme	Kg	1872640.0	20.0	37452800.00	1.30	48688640.00
Total plate forme, poutre de couronnement et bêche						116060130.33
Fourniture et poses d'ancrages galvanisés pour défenses	U	16.0	52000.00	832000.00	1.00	832000.00
Fournitures et poses de platines de chaîne pour boucliers (pour poids et de tension).	U	16.0	14000.00	224000.00	1.00	224000.00
Fournitures et poses de platines de chaîne pour boucliers (pour cisaillement).	U	16.0	12000.00	192000.00	1.00	192000.00
Système de bouclier d'accostage tronconique	U	16.0	38550.00	616800.00	1.00	616800.00
Bouclier d'angle pour l'amarrage.	U	11.0	50000.00	550000.00	1.00	550000.00
Total travaux de finalisation de l'ouvrage						2414800.00
Total coût de vente de la deuxième variante (DH)						345082778.33

Tableau 36 : Prix estimatif de la deuxième variante

La répartition du prix estimatif de la première variante se présente comme suit :

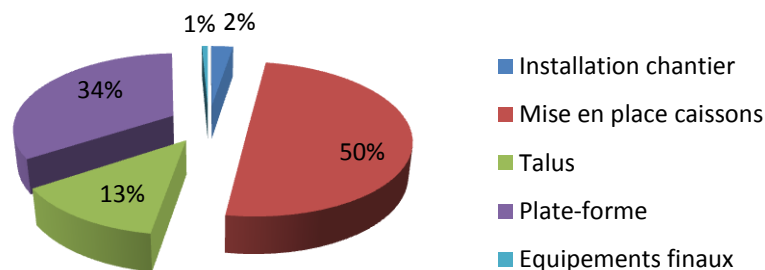


Figure 114 : Répartition du prix de la deuxième variante

Conclusion

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans le cadre du dimensionnement des quais amortisseurs destinés à contrecarrer le problème de l'agitation des bassins. Plus particulièrement, l'objectif de ce travail est la conception et l'étude d'un quai sur pieux et d'un quai à créneaux. Dans cette perspective, nous avons consacré la première partie pour les généralités et la description du projet avec les différentes hypothèses de calcul.

La seconde partie a été réservée à l'étude de la première variante « quai sur pieux ». En effet, après avoir conçu la plate-forme et les éléments de fondation en prenant compte des différentes contraintes, nous avons dimensionné la structure en optimisant le nombre des pieux et leur inclinaison. Finalement nous avons abouti à une structure comportant 7 pieux, avec 2 pieux inclinés, tous les 5 m et une plate-forme de 26 m de largeur.

De la même manière, nous avons dédié la troisième partie à l'étude de la deuxième variante « quai à créneaux », qui constitue une symbiose optimisée entre le comportement amortisseur des talus d'enrochements, et l'utilisation des caissons. Ainsi, nous avons commencé par le dimensionnement des caissons, puis le choix d'une plate-forme adéquate pour la liaison des deux caissons juxtaposés et séparés par des talus. Cette partie a mené vers le choix de caissons de dimensions 4x26 avec une hauteur de 18,5 m, supportant un système de poutres-dalles.

La quatrième partie contient une étude comparative entre les deux variantes qui se base sur le phasage des travaux, leur durée et leur coût estimatif en passant par l'étude de la protection des deux variantes à moyen terme. A l'issue de cette partie, nous concluons que la deuxième variante demande moins de protection que la première à moyen terme, mais elle est conditionnée par la satisfaction de la largeur des talus du critère d'agitation. D'autre part, il est nécessaire de noter que l'exécution de la première variante est plus rapide et moins chère que la deuxième et qu'elle présente une grande flexibilité vis-à-vis du séisme.

Bibliographie

AFPS90. *Tome 3.*

ARCELOR. 2006. *Palplanches catalogue Général.* 2006.

BENBOUZIANE. 2011. *Cours de soutènement.* s.l. : EHTP, 2011.

BENBOUZIYANE. 2010. *Cours de fondations profondes.* s.l. : EHTP, 2010.

—. **2008.** *GEOTECHNIQUE DES PENTES.* s.l. : ANA ENGINEERING, 2008.

CEN. 1990. *EUROCODE 4.* s.l. : AFNOR, 1990.

Chambre Syndicale de la Recherche et de la Production du Pétrole et du Gaz Naturel. 1986. *La protection cathodique-Guide pratique.* s.l. : TECHNIP, 1986.

CID. 2010. *Evaluation de l'aléa sismique sur le site du complexe portuaire de Nador West Med.* Rabat : s.n., 2010.

FENTEK. *Marine Fendering Systems.* s.l. : TRELIBORG.

FORNI, Marcel. 1981. *Fondations spéciales et reprise sous-oeuvre.* s.l. : Eyrolles, 1981.

GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE. 1994. *Risques dynamiques pour les ouvrages maritimes et fluviaux, fascicule n°1.* s.l. : Centre d'études techniques maritimes et fluviales, 1994.

Guide Enrochement. *L'utilisation des enrochements dans les ouvrages.* s.l. : Version française du Rock Manual.

GUISSI. 2011. *Cours de calcul du prix des ouvrages.* s.l. : EHTP, 2011.

ISBA-TP. 1986. *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en B.A ou B.P.* 1986.

Le module pressiométrique: historique et modélisation. **Gambin, M., Boulon M., Flavigny E. Sept 1996.** Sept 1996.

M.ARISTAGUES. 1986. *Conception des quais sur pieux, Centre d'études techniques maritimes et fluviales.* 1986.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT. 1993. *Règles technique de conception et de calcul des fondation des ouvrages de génie civil.* 1993.

Puertos del Estado. 2008. *GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS PARA LA EJECUCIÓN DE OBRAS MARÍTIMAS.* s.l. : GOBIERNO DE ESPAÑA- MINISTERIO DE FOMENTO, 2008.

ROUX, Jean PERCHAT et Jean. *Maitrise du BAEL 91.* s.l. : Eyrolles.

RPS. 2000. *REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE.* s.l. : Secrétariat d'État à l'Habitat, 2000.

SHAHROUR. 2006. *RECONNAISSANCE DES TERRAINS IN SITU.* s.l. : HERMES, 2006.

SOULOUMIAC, Richard. 1986. *Méthodes simplifiées de calcul des pieux en zones.* s.l. : ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, 1986.

ZORKANI. 2010. *La Houle, chapitre 2: Tsunamis & énergétique.* s.l. : EHTP, 2010.

Annexes